

50



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANALISIS COMPARATIVO DE PROCEDIMIENTOS
CONSTRUCTIVOS DE ALTERNATIVAS DE LOSAS
PARA UN EDIFICIO"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
GABRIEL JIMENEZ OSORIO



MEXICO, D. F.

2000

285322



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/125/97

Señor
GABRIEL JIMENEZ OSORIO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. LUIS CANDELAS RAMIREZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**

**"ANALISIS COMPARATIVO DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE ALTERNATIVAS
DE LOSAS PARA UN EDIFICIO"**

INTRODUCCION

- I. DESCRIPCION DEL PROYECTO Y ESTRUCTURACION
- II. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
- III. ANALISIS Y DISEÑO DE LAS LOSAS
- IV. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LAS LOSAS
- V. COSTOS DE LAS LOSAS
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

A tenor de
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria 29 de mayo de 2000.
EL DIRECTOR

INC. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mrg

TEMA DE TESIS: ANALISIS DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE ALTERNATIVAS DE LOSAS PARA UN EDIFICIO

Introducción

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y ESTRUCTURACIÓN

1.1 Edificio típico a considerar

1.2 Alternativas de losas

II. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1 Criterio de la cimentación

2.2 Criterio estructural, por cargas gravitacionales, por cargas gravitacionales más sísmicas, considerando la losa de entrepiso, como adecuada para transmitir cargas laterales.

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS LOSAS

3.1 Losas perimetralmente apoyadas macizas y aligeradas

3.2 Losas apoyadas en una sola dirección vigueta y bovedilla y aligeradas

3.3 Losas planas aligeradas.

IV. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LAS LOSAS

4.1 Losas perimetralmente apoyadas macizas y aligeradas

4.1.1 Cimbra

4.2 Losas apoyadas en una sola dirección vigueta y bovedilla y aligerada.

4.2.1 Cimbra

4.3 Losas planas aligeradas

4.3.1Cimbra

V. COSTOS DE LAS LOSAS

5.1 Catálogo de conceptos

• 5.2 Costos unitarios

5.3 Cuantificación y presupuesto

VI. CONCLUSIONES

DEDICATORIA

A mi escuela Facultad de ingeniería,
que dentro de sus aulas se hizo posible
mi más caro anhelo.

A mis profesores
que hicieron posible este sueño,
mi más profundo agradecimiento
por la noble y difícil labor que desempeñan.

A mis compañeros con quienes compartí
las horas más difíciles,
quiero decirles que gracias por sus
palabras de aliento.

Dedico especialmente todo lo que significa este trabajo,
A la memoria de mis padres
al sr. Espiridión Jiménez Hernández y la
sra. Martiniana Osorio Loaeza y
Que lamento que no estén presentes físicamente.

A mi esposa Cornelio Elena Urbina Monroy
por su determinado y decidido apoyo
que siempre me alentó a salir adelante.

A mis hijos:
Gabriela, Adán y José de Jesús Jiménez Urbina.
Quiero decirles gracias por su comprensión y
esto no es el fin ni siquiera el principio del fin sólo es
el fin del principio al que estoy llegando pero este logro
no es solamente mío es también de ustedes. Dios ha
querido hacerlo posible.

A mi sobrino Abraham Vázquez Alcocer
Que espero que concluya lo que empezó y
“No busques el camino que deba conducirte,
busca el sendero que permita dejar tu huella”.

CAPITULO I

DESCRIPCION DEL PROYECTO Y ESTRUCTURACION

- 1) El proyecto motivo de este trabajo es un edificio hipotético para oficinas de 6 niveles de los cuales 5 niveles son para oficinas con una superficie de 1536 m² por nivel y 64 m² para cubo de elevador y escaleras dando un total de 1600 m² por planta, 1 nivel para estacionamiento ubicado en planta sótano.
 - 2) Este edificio tipo se analizó en sus 5 alternativas de losas que a continuación se mencionan;
 - a) Losa maciza con una viga secundaria,
 - b) Losa maciza con dos vigas secundarias,
 - c) Losa plana aligerada sin vigas,
 - d) Losa aligerada que se apoya sobre vigas,
 - e) Losa a base de vigueta y bovedilla.
 - 3) Criterio de la cimentación. Debido a las propiedades índices y mecánicas del subsuelo de la Ciudad de México se optó por diseñar losa de cimentación para evitar asentamientos diferenciales.
 - 4) El cajón de cimentación se diseño con muros de concreto armado (muros rígidos) en todo su perímetro y el cubo de elevador y escaleras que dan acceso al estacionamiento.
- El edificio en sus 5 alternativas de losas se consideró con muros rígidos, el objetivo es dar mayor rigidez ante desplazamientos horizontales debido a cargas laterales.

1.1 EDIFICIO TIPICO A CONSIDERAR

El edificio de este proyecto tiene las siguientes características, consta de 5 niveles de construcción para oficinas con un área de 1600 m² por nivel que incluyendo la planta sótano nos da un total de 9600 m² de los cuales 8000 m² se han asignado para oficinas y 1600 m² para estacionamiento quedando la distribución de la siguiente manera, 74% para cajones vehiculares, 22% para carriles de acceso y 4% para las escaleras y cubo de elevador para acceso al estacionamiento.

$$74\% \times 1600 = 1184 \text{ m}^2 \text{ para cajones vehiculares}$$

$$22\% \times 1600 = 352 \text{ m}^2 \text{ para carriles de acceso}$$

$$4\% \times 1600 = 64 \text{ m}^2 \text{ para escalera y cubo de elevador.}$$

$$\text{Superficie total} \quad 1600 \text{ m}^2$$

Del nivel 1 al 5 se tiene una superficie total de 8000m² de los cuales se asigna un 4% para cubo de elevador y escaleras que nos dan la siguiente área = 320 m² y una superficie efectiva para oficinas de 7680 m².

$$4 \text{ m}^2(5) = 320$$

$$\frac{320}{8000} = 0.04 = 4\% \text{ de superficie ok}$$

INTRODUCCION

El objetivo principal que me condujo a elegir este trabajo entre otros fue la de hacer un análisis de cinco alternativas de losas que aquí se tratan y llevar a cabo el análisis comparativo de cada una, la losa maciza al igual que la losa plana sin vigas y losa aligerada encasetonada con vigas son losas apoyadas en su perímetro en sus cuatro lados.

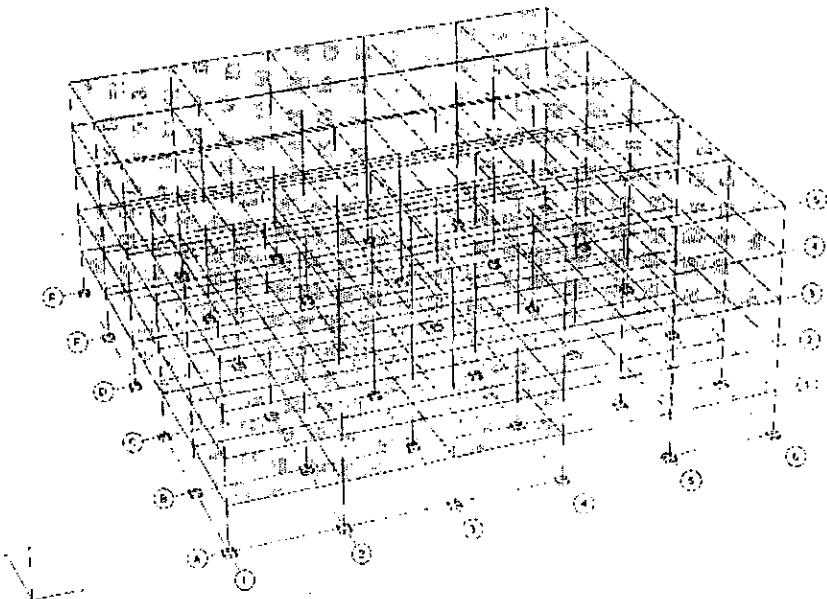
La losa plana es una losa que suele decirse losa sin vigas porque las vigas se encuentran implícitas en el espesor de la losa y esta losa se apoya directamente sobre columnas.

La losa aligerada encasetonada es una losa que se apoya sobre vigas en su perímetro (4 lados) y estas a su vez sobre columnas.

Losa maciza rectangular con claro de 8x4 con una viga secundaria, esta losa tiene el propósito de disminuir el peralte de la misma y lograr una losa más rigidizada.

Losa maciza cuadrada con claro de 4x4 con dos vigas secundarias, también tiene el propósito de disminuir el peralte de la misma y poder rigidizar más la losa, el objetivo de diseñar la losa con dos vigas secundarias era la de ver que tanto se movía el peralte con relación a la losa con una viga secundaria.

Losa a base de sistema de vigueta y bovedilla es un sistema de losa que trabaja en una sola dirección, este sistema de losa trabaja con vigas apoyadas solamente en sus extremos quedando libre en los otros dos lados. Este sistema se comporta esencialmente como vigas cuyo ancho es la longitud del apoyo, las nervaduras se diseñaron para ser coladas monolíticamente.



Isométrico de edificio hipotético para oficinas del nivel 1 al nivel 5.

1.2 ALTERNATIVAS DE LOSAS

- Losa maciza con una viga secundaria**, el objetivo de esta losa es que como los claros son muy grandes de 8x8 metros durante el análisis se observó que se llegaba a una losa muy aperaltada por tal razón se diseño con una viga intermedia resultando con esto que disminuía considerablemente el peralte con claro de 8x4 metros.
- Losa maciza con dos vigas secundarias**, esta opción más se hizo con el propósito cuanto todavía se lograba disminuir el peralte con respecto a la losa de la alternativa del inciso a y desde luego también incrementar la rigidez quedando de 4x4 metros.
- Losa plana aligerada encasetonada apoyada en su perímetro**, este sistema de losa se apoya directamente sobre columnas, las nervaduras en el eje de columnas como las nervaduras de franja central son nervaduras que su peralte está implícito en el espesor de la losa, este tipo de losa también se diseña con

un capitel para evitar la penetración de la columna en la losa de ahí que por eso a este sistema se le suele llamar losa plana sin vigas.

- d) **Losa aligerada encasetonada apoyada en su perímetro con vigas,** las nervaduras se encuentran apoyadas en las vigas principales de apoyo y estas a su vez se apoyan sobre columnas. Este sistema de losa tiene el propósito de salvar claros de consideración sin perder rigidez del sistema.
- e) **Losa a base de vigueta y bovedilla,** esta losa trabaja en una sola dirección, la vigueta se diseña para ser colada en el lugar, con esta opción se espera hacer frente a problemas que suelen ser recurrentes en la construcción en cuenta abastecimiento oportuno y escasez ficticia que suelen presentarse frecuentemente, generando con ello el retraso de la obra. Se espera que esta opción logre cubrir los objetivos antes señalados.

CAPITULO II

CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Raíces históricas del diseño plástico, los primeros procedimientos de diseño eran de tipo de resistencia última que estaban basados en observaciones que producían la falla de determinadas estructuras y tomar cierto factor de seguridad contra esa falla.

Posteriormente apareció la teoría de la elasticidad y produjo la tendencia en diversos códigos y reglamentos a calcular los esfuerzos en las distintas partes de la estructura con dicha teoría pero al tratar de limitar ciertas fracciones de la resistencia de los materiales en las últimas tres décadas se reconoció que muchas situaciones se salen de lo que puede predecirse por el comportamiento elástico y que la mejor forma de plantear un criterio de diseño estructural uniforme para los diferentes materiales y tipos de estructura es mediante el procedimiento de estados límite o resistencia última que se ha adoptado en la mayoría de los reglamentos.

El diseño por estado límite o sus variantes llamados en algunos reglamentos de diseño por resistencia última o diseño plástico, constituye un planteamiento más claro de los objetivos que se persiguen al diseñar una estructura y permite identificar más claramente donde se toman los factores de seguridad y que magnitud tienen estos.

PARA ESTE EDIFICIO TIPO DE OFICINAS

La resistencia a fuerzas laterales está suministrada por marcos, columnas y muros rígidos en las esquinas, cubo de elevador y escalera; están confinados por marcos de concreto reforzado en las cinco alternativas de losas descritas en este trabajo en sus 6 niveles del edificio.

El dimensionamiento de los elementos de la estructura, las secciones diseñadas por resistencia última son capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícita en el diseño, mecanismo de formación inelástica que le permiten disipar energía sin llegar al colapso ante la presencia de un sismo.

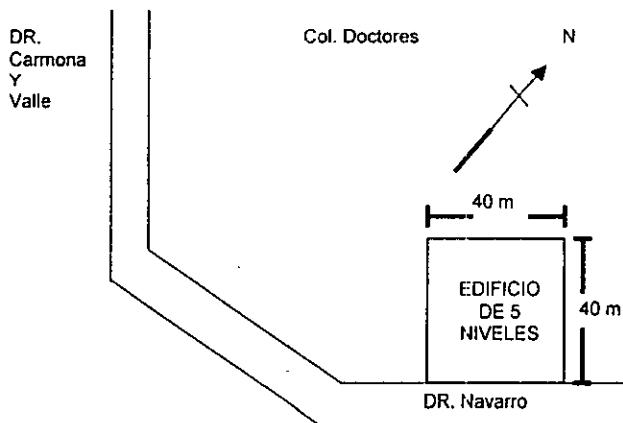
El objetivo de los muros para este trabajo es el de dar rigidez y resistencia suficiente ante cargas laterales. Satisfaciendo así los requisitos de las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones del Distrito Federal.

2.1 CRITERIO DE LA CIMENTACIÓN

Características generales del subsuelo: Debido a la ubicación del predio este se encuentra en la zona III, correspondiente a la zona del lago (zonificación del D.F. del reglamento de construcciones); con las características propias del sitio: alta compresibilidad, poca resistencia al corte, nivel friático próximo a la superficie.

Exploración y muestreo: El reglamento exige para la zona III exploración y muestreo.- el reglamento exige para la zona III un mínimo de un sondeo por cada 100 metros o fracción del perímetro en estudio.

Para este edificio hipotético se optó por losa de cimentación para evitar asentamientos diferenciales de la estructura.

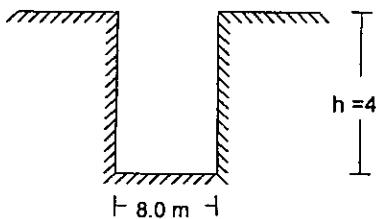


Estratigrafia representativa de la zona III
Profundidad(cm)

	$\nabla + \nabla$	
170 ∇ NAF	$+\nabla+$	$\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$
300 RELLENO	$+\nabla+$	
500 ARCILLA		CH-MH $w_p = 50\%$ $e_0 = 1.52$ $w_L = 80\%$ $C = 3 \text{ ton/m}^2$ $w = 51.4\%$ $\gamma = 1.48$
1400 ARCILLA		CH $w_p = 50\%$ $w_L = 300\%$ $w = 352\%$ $e_0 = 7.74$
2100 ARCILLA		$C = 2.15 \text{ ton/m}^2$ $\gamma = 1.12 \text{ ton/m}^3$
2800 ARCILLA		CH $w_p = 150\%$ $w_L = 300\%$ $w = 347\%$ $e_0 = 8.25$
3500 ARCILLA		$C = 2.3 \text{ ton/m}^2$ $\gamma = 1.19 \text{ ton/m}^3$
		CH $w_p = 80\%$ $w_L = 400\%$ $w = 403\%$ $e_0 = 8.2$
		$C = 2.24 \text{ ton/m}^2$ $\gamma = 1.17 \text{ ton/m}^3$
		CH $w_p = 80\%$ $w_L = 150\%$ $w = 316\%$ $e_0 = 6.13$
		$C = 6 \text{ ton/m}^2$ $\gamma = 1.16 \text{ ton/m}^3$

Primera capa resistente

Nivel planta de cimentación



Determinar la carga P efectiva

$$(40)(40)(4)(25)(1.5) = 9600 \text{ ton/m}^2 \text{ w del suelo}$$

$$(10.693)(40)(40) = 17101 \text{ ton del edificio}$$

$$\frac{17101}{9600 \text{ ton}} \quad w_e = \frac{P}{A} = \frac{7501}{1600} = 4.7 \approx 5 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{h}{3} : \frac{3}{3} = 100 \text{ cm}$$

Determinar la capacidad de carga última a la falla del suelo y de la zona en cuestión.

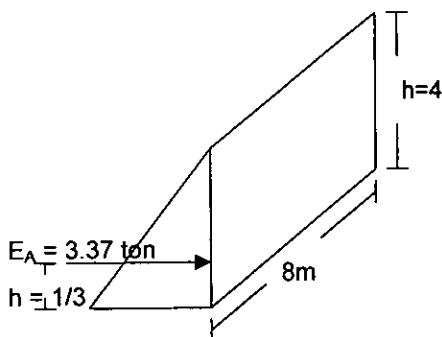
$$a) q_u = \left((1+0.2) \frac{B}{L} \right) CN_c + \gamma D_f$$

$$q_u = \left((1.2) \frac{40}{40} \right) (2.15)(5.7) + (1.16)(4) = 20.35 \text{ ton}$$

b) Determinar el empuje activo sobre la tabla estaca (muro perimetral)

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{3} \times \frac{1-\sin\theta}{1+\sin\theta} = \frac{1.5 (4)^2}{3} \times \frac{1-\sin 24}{1+\sin 24} = \frac{1-0.4067}{1+0.4067} = \frac{0.5933}{1.4067} = 0.4218$$

$$E_A = \frac{24}{3} (0.4218) = 3.37 \text{ ton/ml}$$



Determinar momentos con respecto a.-X y Y

$$M_x = \gamma q_0 a^2 = 0.00198 (24)(8.0)^2 = 3.04 \text{ ton/m}$$

$$M_y = \dots \quad 0.00515 (24)(8.0)^2 = 7.91 \text{ ton/m}$$

$$q_0 = 24 \text{ ton/ml}$$

$$M = 1.33 (3.37 \text{ ton/ml}) = 4.5 \text{ ton/ml}$$

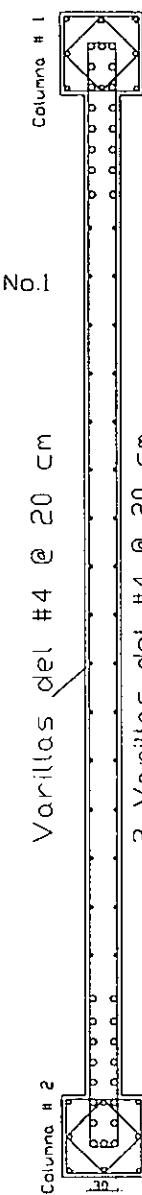
$$M_u = (4.5)(1.4) = 6.3 \text{ ton/m}$$

Tabla que contiene los valores para aplicación de la capacidad de carga de la teoría de Terzaghi.

ϕ°	N_c	N_q	N_y
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	35.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2

Nivel planta de cimentación

Detalle de refuerzo en muros rígidos. No 1 muro rígido perimetral
No 2 muro rígido en elevador en planta de estacionamiento.

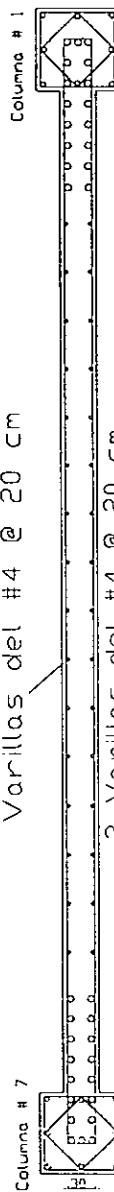


17 varillas del # 5

DETALLE DE REFUERZO

No.1

No.2



17 varillas del # 5

DETALLE DE REFUERZO

17 varillas del # 5

ANALISIS DE CARGA

NIVEL 5	Columnas	
	$0.6(0.6)(2.4) = 0.864$	
	$0.864(3.1)(36) =$	96.42 ton/m
NIVELES DEL 1 AL 4	Losa plana planta de azotea	
	$(0.857)(64)(25) =$	1371.2 ton/m ²
	Paneles	
	$0.2(3.1)(7.4)(2.4)$	
	$(11.0112)(12) =$	132.14 ton/m ²
	Columnas	
	$0.6(0.6)(2.4) = 0.864$	
	$0.864(3.1)(36)(4) =$	386.00 ton/m
	Peso de la losa plana de entrepiso	
	$(1007)(64)(25)(4) =$	6445.00 ton/m ²
	Paneles	
	$0.2(3.1)(7.4) = 4.6$	
	$4.6(2.4)(48) =$	530.00 ton/m ²
	Peso propio del nivel 1 al 5	8961.00 ton

NIVEL PLANTA DE CIMENTACIÓN LOSA TAPA PARA CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Losa superior tapa	$\left\{ \begin{array}{l} w=0.13(2400) = 312 \text{ kg/m}^2 \\ w=0.312(64)(25) = \end{array} \right.$	499.2 ton/m ²
Trabe secundaria que recibe losa tapa	$\left\{ \begin{array}{l} w=0.25(0.4)(2400) = 240 \text{ kg/m}^2 \\ w=0.240(7.7)(25) = \end{array} \right.$	46.2 ton/m
Trabes de 0.3(0.7) que recibe trabe secundaria y losa tapa	$\left\{ \begin{array}{l} w=0.3(0.7)(2400) = 504 \text{ kg/m}^2 \\ w=0.504(7.4)(60) = \end{array} \right.$	224 ton/m
Columnas en cajón de cimentación	$w=0.6(0.6)(2.4) = 0.864$	
	$w=0.864(3.2)(36) =$	99.54 ton/m
Paneles perimetrales o muro rígido en cajón de cimentación		
Paneles en sótano		
$w=(0.3)(3)(7.4)(2400) = 16000 \text{ kg}$		
$w=16.00(24) =$		
		384.00 ton
		<u>$\Sigma 1254.94$</u>

Nivel planta de cimentación

Análisis de carga para losa de fondo por carga gravitacional	Kg/m ²
0.4(2400)	960
Carga viva	250
Carga por reglamento	40
Carga de servicio	1250
Peso propio de losa de fondo (1250)(64)(25)	2000 ton
W total del edificio del nivel 1 al 5	8961.00 ton
W peso de losa tapa en cajón de cimentación y paneles	1254.94
Sumatoria	Σ12215.94 ton
Carga última de diseño (12215)(1.4)	17101 ton

DETERMINAR EL PERALTE EFECTIVO DE LOSA MACIZA DE CIMENTACIÓN

a) Perímetro del tablero B

$$800+400(400+800)1.25=2700 \text{ cm}$$

b) Perímetro del tablero A

$$800(2)+400+400(1.25)=2500 \text{ cm}$$

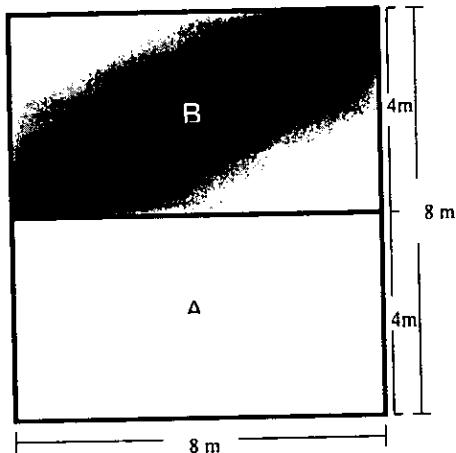
$$1600+400+500=2500 \text{ cm}$$

El tablero B es mayor que el tablero A
 Factor de corrección del perímetro

$$0.034 \sqrt[4]{(2520)(12221)} = 3$$

$$\text{Perímetro corregido} = 3(2700) = 8100$$

$$d_{\min} = \frac{8100}{300} = 27 + 2 \text{ cm recubrimiento}$$



Por lo tanto $h = 30 \text{ cm}$ de espesor

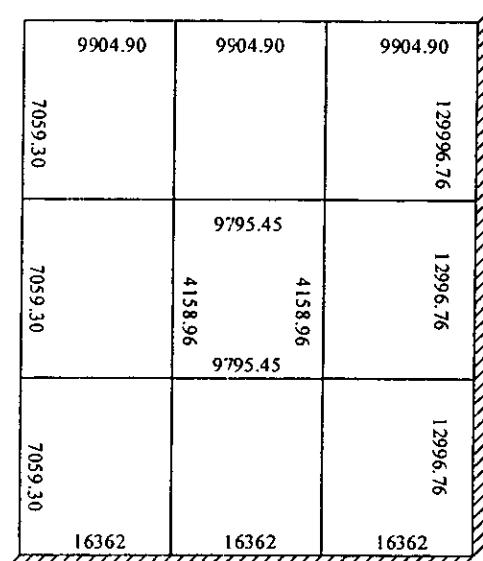
Determinar momentos

$$M_u = k^* w_u * a_1^2$$

Momento	Claro	α	m(kg/m)
negativo en bordes interiores	Corto	0.0598	16362.24
	Largo	0.0475	12996.76
negativo en bordes discontinuos	Corto	0.0362	9904.90
	Largo	0.0258	7059.30
Positivo	Corto	0.0358	9795.45
	Largo	0.0152	4158.96
Tablero de borde un lado largo discontinuo	negativo en bordes interiores	0.0568	15541.40
	Largo	0.0409	11190.89
negativo en bordes discontinuos	Corto	0.0258	7059.30
	Corto	0.0329	9001.96
	Largo	0.0142	3885.35

Nivel losa de cimentación

Tablero de esquina



Tablero de borde

15541.4	15541.4	15541.4	
7059.30			11190.89
7059.30	9001.96	3862	11190.89
7059.30	3862	9001.96	11190.89
15541.4	15541.4	15541.4	

Determinar la carga por m^2 .

$$W_2 = \frac{Wa_1}{4} (2-m) = \frac{16(4)}{4} (1.5) = 24 \text{ ton/m}$$

$$M_E = \frac{WL^2}{10} = \frac{24(8)^2}{10} = 153.6$$

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{153.6 \times 10^5}{(50)(38)^2} = \frac{15400000}{72200} = 213.3$$

Determinar acero a flexion en contratrabe

$$\rho = 0.0135$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0135(50)(38) = 26 \text{ cm}^2$$

Determinar el esfuerzo transversal en contratrabe

$$1) A_s = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{50(30)}{4200} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Usando estribos del #4 de dos ramas el área requerida en la siguiente: 2.54 cm^2

CORTANTE

$$R = V \dots \frac{WL}{2} = \frac{16000(8)}{2} = 64000$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto en las contratrabes

$$a) V_{CR} = F_R b d (0.2)(30p)\sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.8(50)(38)((0.2)(30)(0.0031))\sqrt{200} = 6258 \text{ kg}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(2.54)(4200)(38)}{64000 - 6258} \leq \frac{0.8(2.54)(4200)}{3.5(50)}$$

$$S = \frac{324307.20}{57742} = 6 \text{ cm} \quad \frac{8534.4}{175} = 48 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} < 48 \text{ cm}$$

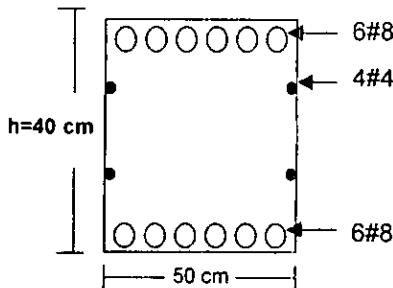
$$48 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere colocar los estribos @ 20 cm, hasta una distancia de 220 cm a partir del paño de la columna.

$$48 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere colocar @ 20 cm en un intervalo de 300 cm

Detalle de refuerzo



Nivel planta de cimentación

Corrección de momentos en el borde común.

$$\text{Diferencia de momentos} = 16362.24 - 15541.4 = 822 \text{ kg/m}$$

Momento de diseño

$$2/3(822) = 548 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = 16362.24 - 548/2 = 16362.24 - 274 = 16088.24 \text{ kg/m}$$

$$M_2 = 15541.4 + 548/2 = 15541.4 + 274 = 15815.4 \text{ kg/m}$$

Diseño de losa de cimentación

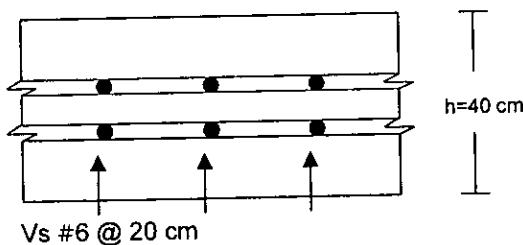
$$M_u = \frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{16 \times 10^5}{(100)(38)^2} = 11.10$$

$$\rho = 0.0031$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0031(100)(38) = 12 \text{ cm}^2$$

$$S_{\#6} = \frac{100A_s}{A_s} = \frac{(100)(2.87)}{12} = 24.0 \text{ cm/m}$$



La losa se armará en doble Capa

Determinar la fuerza cortante del peralte supuesto

$$V_u = \frac{(0.5a_1 - d)w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{((0.5)(4) - 0.36)1750}{1 + \left(\frac{4}{8}\right)^6} = 2826 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f_c^*} = 0.5(0.8)(100)(36)(\sqrt{200}) = 20365 \text{ kg}$$

El peralte supuesto se acepta

$$V_{CR} = 20365 > V_u = 2826 \text{ kg}$$

DETERMINAR EL ACERO DE REFUERZO EN MUROS RIGIDOS

Determinar el acero a flexión para el muro rígido perimetral en el cajón de cimentación incluyendo la prolongación del cubo del elevador hacia el estacionamiento ármense los 24 muros con la misma cuantía de acero que continuación se describe.

- 1) Determinar el momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro.

$$M_R = F_R \cdot A_s \cdot F_y \cdot Z$$

$$M_R = (0.9)(27)(4200)(348) = 35516.88 \text{ ton/m}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(27)(4200)(348) = 35516.88$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(72)(4200)(800) = 217728.00 \text{ ton/m}$$

- 4) Determinar el área de acero en los extremos del muro por acero mínimo.

$$\rho = 0.003$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.003)(30)(290) = 26 \text{ cm}^2$$

- 5) Determinar el refuerzo horizontal en el muro rígido.

$$\rho = 0.003$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.003)(30)(800) = 72 \text{ cm}^2$$

- 6) Determinar el refuerzo vertical del muro.

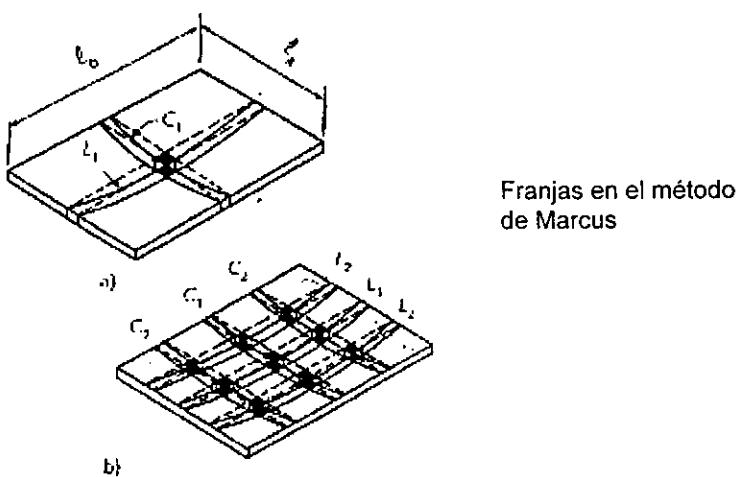
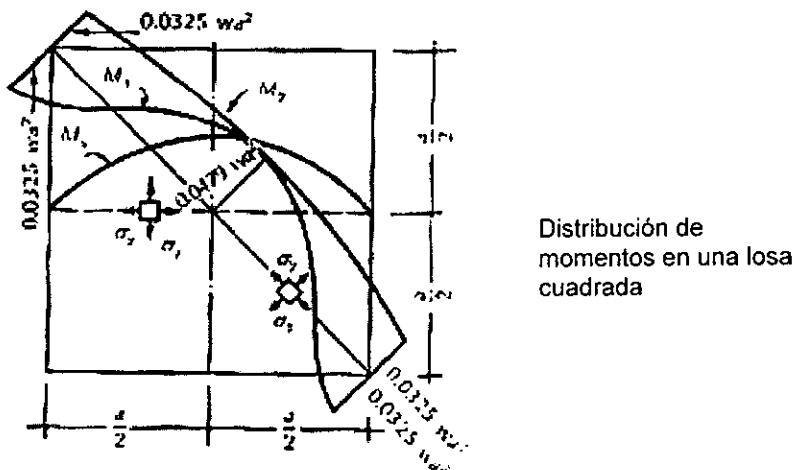
$$\rho = 0.003$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.003)(30)(290) = 26 \text{ cm}^2$$

2.2 CRITERIO ESTRUCTURAL POR CARGAS GRAVITACIONALES YA QUE FUE EL DISEÑO QUE PREDOMINÓ, POR CARGAS GRAVITACIONALES MAS SISMICAS, CONSIDERANDO LA LOSA DE ENTREPISO COMO ADECUADA PARA TRANSMITIR CARGAS LATERALES

- a) Se entiende por análisis de las losas la determinación de las acciones internas en una losa dada, cuando se conoce la carga aplicada es más difícil que en el caso de vigas debido a que las losas son elementos altamente hiperestáticos. El análisis de las losas puede efectuarse aplicando los métodos de la teoría de la elasticidad que se describen brevemente más adelante. Los resultados así obtenidos sólo son válidos en la etapa de comportamiento lineal debido a que el concreto reforzado no cumple con las características ideales de los materiales lineales homogéneos y elásticos.



LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS MACIZAS Y ALIGERADAS

- a) Losas macizas. Los momentos últimos de diseño debido a cargas uniformemente distribuidas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1° que satisface las siguientes condiciones de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.
 - 1) Los tableros son aproximadamente rectangulares,
 - 2) La distribución de la carga es aproximadamente repartida en cada tablero,
 - 3) Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren en una cantidad no mayor del 50% del menor de ellos,
 - 4) La relación entre carga viva y carga muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 entre otros casos.
- b) Losas encasetonadas, las losas encasetonadas aligeradas y planas son losas perimetralmente apoyadas, la distancia centro a centro entre nervaduras no es mayor de un sexto del claro a la dirección en que se mide.

LOSAS APOYADAS EN UNA SOLA DIRECCIÓN VIGUETA, BOVEDILLA Y ALIGERDAS

El método de análisis de las losas más empleado en la práctica consiste en el uso de tablas de coeficientes de momentos, la determinación de los momentos por medio de estos coeficientes resulta ser una forma expedita pero desde luego sólo se pueden analizar losas de forma regular y carga uniforme al establecer las tablas de coeficientes se modifican los resultados de análisis elásticos para tomar en cuenta las diferencias más importantes entre losas ideales y losas de concreto reforzado, algunas de estas diferencias son las siguientes:

- c) Las distribuciones de momentos en las losas de concreto reforzado son diferentes de las distribuciones elásticas debido a la influencia de agrietamiento.
- d) Las condiciones de apoyo de las losas de estructuras reales no corresponden a condiciones ideales de las losas analizadas elásticamente. Por ejemplo, las losas reales suelen apoyarse sobre vigas que tienen una rigidez a flexión finita o sea que tienen cierta flexibilidad mientras que las losas ideales están soportadas sobre apoyos infinitamente rígidos.
- e) De acuerdo con las distribuciones teóricas de momentos estos varían a lo largo de los ejes de la losa, los reglamentos presentan por lo general tablas de coeficientes que se utilizan para fines de diseño.

•Referencia, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Gonzales Cuevas Robles, Ed. Limusa, 3ra. Edición, 1997.

Anterior

CAPITULO III

ANALISIS Y DISEÑO DE LAS LOSAS

3.1 LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS MACIZAS Y ALIGERADAS

NIVEL 1. SISTEMA DE LOSA MACIZA DE ENTREPISO CON UNA VIGA SECUNDARIA

Losa maciza de 12 cm de espesor (0.11)(2400) =	264 kg/cm ²
Mosaico de pasta de (0.025)(1.4 ton/m ³)	35 kg/cm ²
Recubrimiento para recibir mosaico mortero	
Arena cemento(0.02)(2.1 ton/m ³)	42 kg/cm ²
Plafón de yeso de (0.02cm)(1.02 ton/m ³) =	20 kg/m ²
Carga por reglamento	40 kg/cm ²
Carga muerta	401 kg/cm ²
Carga viva	250 kg/cm ²
Carga de servicio	651 kg/cm ²

Factor de corrección de perímetro.

$$0.0344 (2520)(651) = 1.22$$

$$\text{Perímetro corregido} = (1.22)(2700) = 3294 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = \frac{3294}{300} = 11 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 11 \text{ cm}$$

$$h = 11 \text{ cm} + 2 \text{ cm de recubrimiento} = 13 \text{ cm}$$

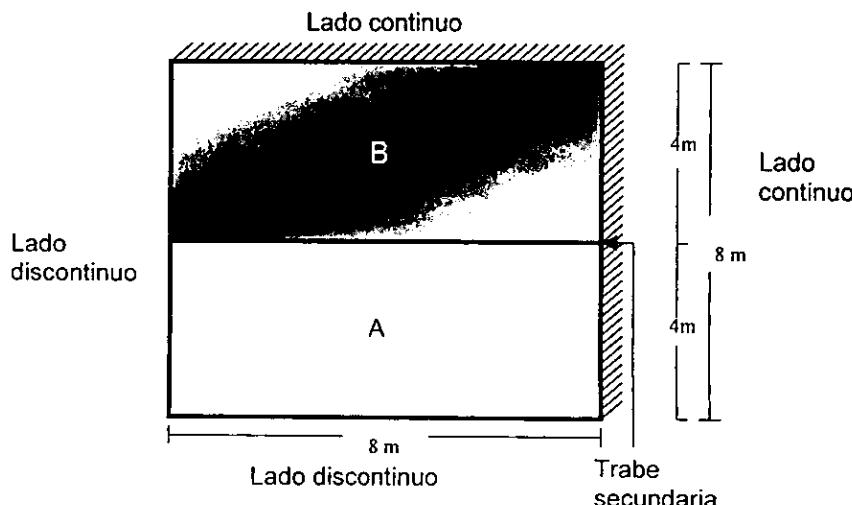
$$h = 13 \text{ cm}$$

Carga última de diseño

$$w_u = (700)(1.4) = 980 \text{ kg/m}^2$$

Análisis por carga vertical

Reduciendo el claro de 800 cm x 400 cm



CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Para losas que trabajan en una dirección. En este trabajo todos los tableros son simétricos con callos de 8x8 metros, nervaduras de 15x38 centímetros; se trata pues de una losa colada monolíticamente de las viguetas y el firme de compresión.

COMPORTAMIENTO Y DIMENSIONAMIENTO

- f) Las losas en una dirección se comportan esencialmente como vigas puede considerarse que la losa es una viga cuyo ancho es la longitud de la viga o bien como se hace frecuentemente puede suponerse que la losa está formada por una serie de vigas paralelas e independientes.

MOMENTOS FLEXIONANTES

El diseño de estas losas es por consiguiente similar al de las vigas con algunas características que se señalan a continuación. Se recomienda iniciar el diseño fijando un valor del peralte que garantice que no ocurran deflexiones excesivas ya que esto es el factor que suele regir el diseño.

LOSAS PLANAS ALIGERADAS

- g) Losas planas. Requisitos generales de diseño. Las losas planas son aquellas que se apoyan directamente sobre columnas sin la ayuda de vigas, se apoyan en la columna mediante una zona maciza llamada capitel para evitar la penetración de la columna en la losa y reducir el claro entre columnas esa es la función del capitel. El espesor de las nervaduras se encuentra implícito en el espesor de la losa.

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento de los materiales y de las técnicas constructivas disponibles cumpliendo con las restricciones impuestas por otros aspectos del proyecto den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

Tomando en cuenta que el alcance de este trabajo es limitado y considerando que en las cinco alternativas de losas lo que varían son las cargas que en ellas gravitan el programa que se utilizó para el análisis y diseño fue el Etaps. En este programa ya se contempla el análisis de las cinco condiciones de carga en sus cinco alternativas de losas. En estas alternativas predominó el análisis por carga gravitacional y solo para fines ilustrativos se incluye el diseño por carga vertical más sismo para el sistema de losa plana.

Se diseñara esta alternativa con el tablero más desfavorable que es el tablero B, este es el tablero más desfavorable porque su perímetro es mayor que el perímetro del tablero A, ambos tableros se presentan en el croquis anterior, sin embargo, para comparar cada uno de los perímetros de los tableros A y B se hará el calculo de cada uno de ellos.

a) Perímetro del tablero B.

$$800+400(400+800)1.25 = 2700 \text{ cm}$$

b) Perímetro del tablero A

$$(800)(2)+400+(400)(1.25)) = 2500 \text{ cm}$$

$$1600+400+500 = 2500 \text{ cm}$$

Como vemos el perimetro del tablero B, es de 2500 cm y el perimetro del tablero A es de 2700 cm por lo que el tablero critico es el tablero A, cuyo perimetro es de 2700.

$$d = \frac{P}{300} = \frac{2700}{300} = 9 \text{ cm}$$

$$d = 9+2 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 11 \text{ cm}$$

SISTEMA DE LOSA MACIZA PERIMETRALMENTE APOYADA CON CLARO DE 8X4

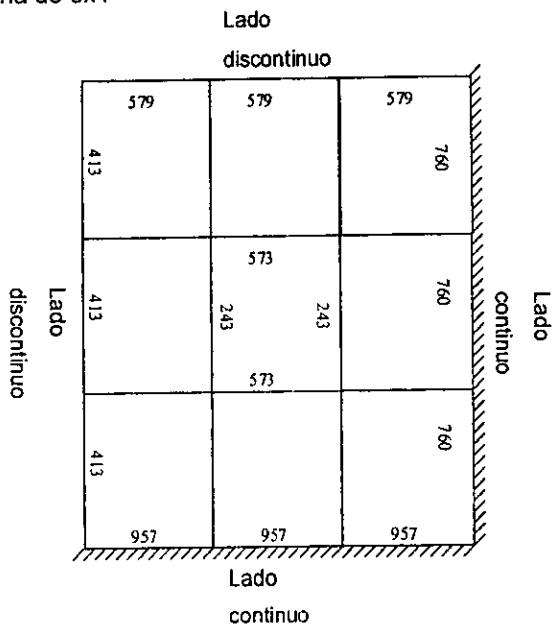
Cálculo de momentos

$$m = kw_{u1}^2$$

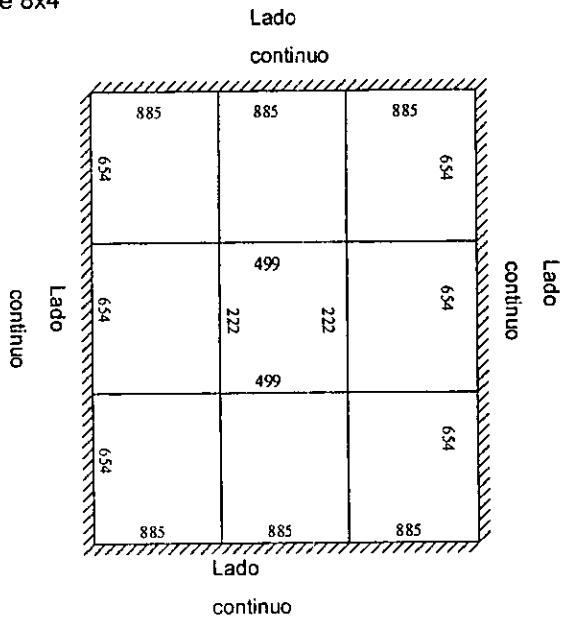
$$m = (0.0598)(1000)(4)^2 = 957$$

Tablero	Momento	Claro	α	$m(\text{kg/m})$
De esquina	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0598	957
		Largo	0.0475	760
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.0362	579
		Largo	0.0258	413
	Positivo	Corto	0.0358	573
		Largo	0.0152	243
Interior todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0553	855
		Largo	0.0409	654
	Positivo	Corto	0.0312	499
		Largo	0.0139	222

Tablero de esquina de 8x4



Tablero interior de 8x4

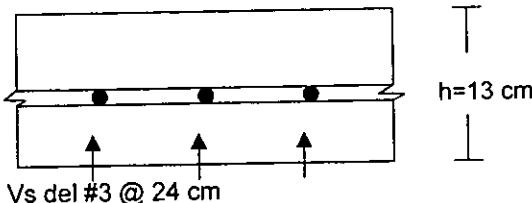


$$\rho = 0.0022$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0022(100)(11) = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$S_{#3} = \frac{100A_s}{A_s} = \frac{(100)(0.71)}{2.42} = 29 \text{ cm}$$



Detalle de refuerzo en una sola capa

NIVEL PLANTA DE AZOTEA CON UNA VIGA SECUNDARIA

Análisis de carga

Losa maciza de (0.09)(2400)	216 kg/m ²
Relleno de tezontle (0.027)(1 ton/m ³)	27 kg/m ²
Firme de mortero, arena-cemento para recibir ladrillo de (0.02)(2 ton/m ³)	40 kg/m ²
Ladrillo de (0.02)(1.5 ton/m ³)	30 kg/m ²
Carga por reglamento	<u>40 kg/m²</u>
Carga muerta	353 kg/m ²
Carga viva	<u>100 kg/m²</u>
Carga de servicio	453 kg/m ²

Factor de corrección de perímetro.

$$0.034\sqrt{(2520)(453)} = 1.12$$

$$\text{Perímetro corregido} = (1.12)(2700) = 3024 \text{ kg}$$

$$d_{\min} = \frac{3024}{300} = 10 \text{ cm}$$

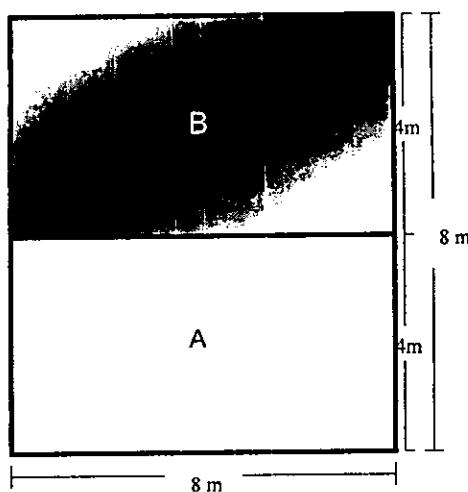
$$d_{\min} = 10 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm} + 2 \text{ cm de recubrimiento} = 12 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

Carga última de diseño

$$w_u = (525)(1.4) = 735 \text{ kg/m}^2$$



a) Perímetro del tablero A

$$800+400+1.25(800+400) = 2700 \text{ cm}$$

b) Perímetro del tablero B

$$800(2)+400+400(1.25)=2500 \text{ cm}$$

Por lo tanto el tablero crítico es el tablero A.

$$d_{\min} = \frac{2700}{300} = 9+2 \text{ cm de recubrimiento}$$

$$h = 11 \text{ cm}$$

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{0.71 \times 10^5}{(100)(10)^2} = 7.1$$

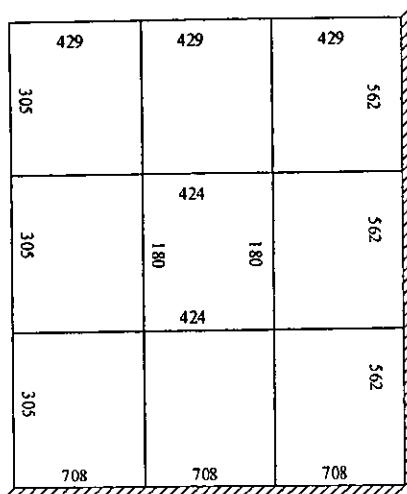
Determinar momentos

$$M = kw_u a_f^2$$

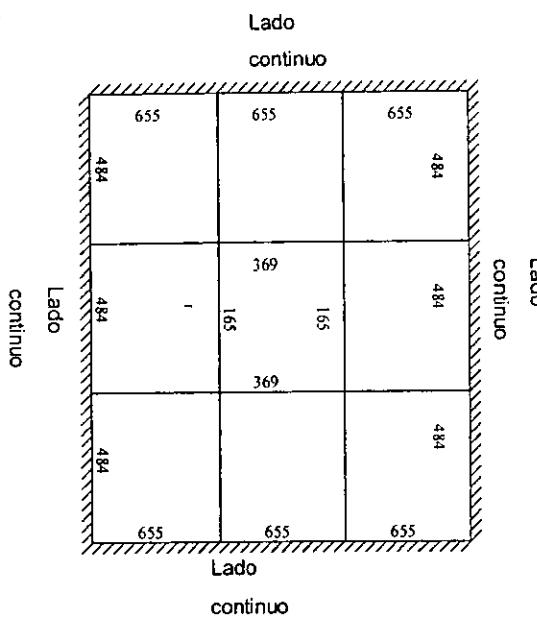
$$M_1 = (0.0598)(740)(4)^2 = 708 \text{ kg/m}$$

Tablero	Momento	Claro	α	m(kg/m)
De esquina	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0598	708
		Largo	0.0475	562
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.0362	429
		Largo	0.0258	305
	Positivo	Corto	0.0358	424
		Largo	0.0152	180
Interior todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0553	655
		Largo	0.0409	484
	Positivo	Corto	0.0312	369
		Largo	0.0139	165

Tablero de esquina



Tablero interior



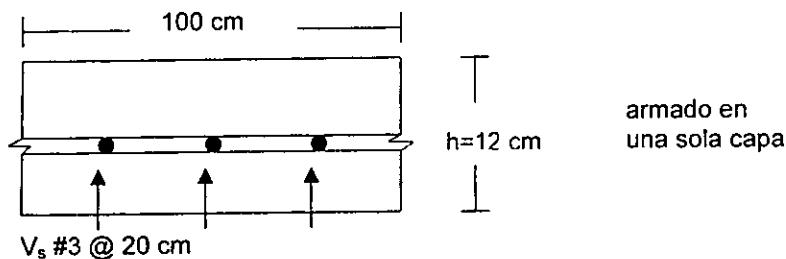
$\rho = 0.0019$ este porcentaje es menor que el recomendado por reglamento, por lo tanto usamos el mínimo por reglamento que es de $\rho = 0.003$ para concretos expuestos a la interperie o en concreto con el suelo.

$$\rho = 0.003$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.003(100)(11) = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$S_{\#3} = \frac{100A_s}{A_s} = \frac{(100)(0.71)}{3.3} = 21 \text{ cm}$$



Revisión por cortante del peralte supuesto.

$$V_u = \frac{(0.5a_1 - d)w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{((0.5)(4) - 10)740}{1 + \left(\frac{4}{8}\right)^6} = 1384.4 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = 0.5F_{Rbd} f_c^* = (0.5)(0.8)(100)(10) .200 = 5657 \text{ kg}$$

El peralte supuesto se acepta por fuerza cortante.

$$V_{CR} = 5657 \text{ kg} > V_u = 1384.4 \text{ kg}$$

NIVEL 1. SISTEMA DE LOSA MACIZA DE ENTREPISO PERIMETRALMENTE APOYADA CON DOS VIGAS SECUNDARIAS.

Losa de entrepiso de (0.08)(2400)	192 kg/cm ²
Recubrimiento cemento arena	35 kg/cm ²
Mosaico de pasta	42 kg/cm ²
Plafón de yeso	20 kg/cm ²
Carga por reglamento	40 kg/cm ²
Carga muerta	329 kg/cm ²
Carga viva	250 kg/cm ²
Carga de servicio	579 kg/cm ²

Factor de corrección de perímetro

$$0.034 \sqrt{f_c w}$$

$$0.034 \sqrt{(2520)(600)} = 1.20$$

$$\text{Perímetro corregido } 1.2(1800) = 2160 \text{ cm}$$

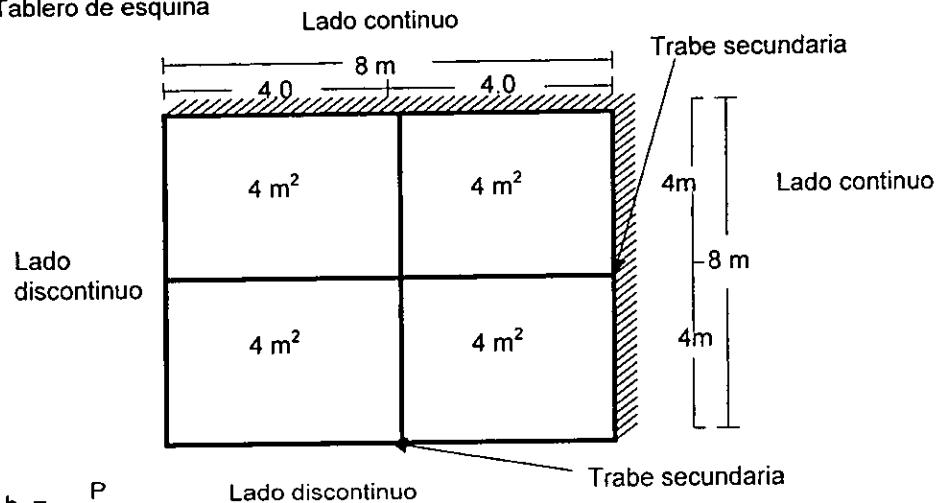
$$\frac{2160}{300} = 7.20 + 3 \text{ cm}^2 \text{ de recubrimiento}$$

$$h = 10 \text{ cm peralte mínimo por reglamento}$$

Carga última de diseño

$$w_u = (627)(1.4) = 880 \text{ kg/m}^2$$

Tablero de esquina



$$h = \frac{P}{300}$$

$$\text{Perímetro continuo} = 800$$

$$\text{Perímetro discontinuo} = 800$$

$$\text{Perímetro discontinuo} \times 1.25 = (800)(1.25) = 1000 \text{ cm}$$

$$P = 800 + 1000 = 1800 \text{ cm}$$

$$h = \frac{1800}{300} = 6 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

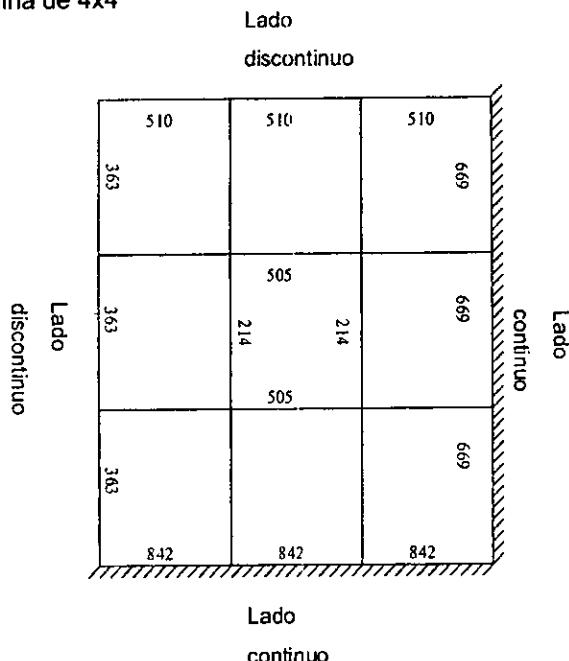
NIVEL 1. SISTEMA DE LOSA MACIZA PERIMETRALMENTE APOYADA CON CLARO DE 4X4

Cálculo de momentos

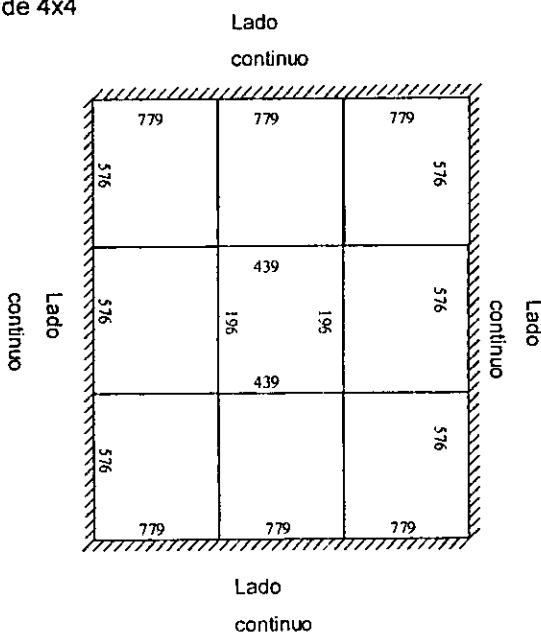
$$m = kw_u a_1^2 \quad m = (0.0598)(880)(4)^2 = 842 \text{ kg/m}$$

Tablero	Momento	Claro	α_1	m(kg/m)
De esquina	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0598	842
		Largo	0.0475	669
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.0362	510
		Largo	0.0258	363
	Positivo	Corto	0.0358	505
		Largo	0.0152	214
Interior todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	Corto	0.0553	779
		Largo	0.0409	576
	Positivo	Corto	0.0312	439
		Largo	0.0139	196

Tablero de esquina de 4x4



Tablero interior de 4x4



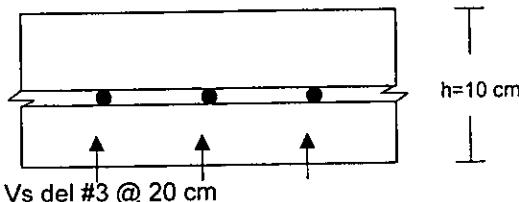
$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{842 \times 10^5}{(100)(8)^2} = \frac{84200}{6400} = 13.16$$

$$\rho = 0.0036$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0036(100)(8) = 2.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{\#3} = \frac{100A_s}{A_s} = \frac{(100)(0.71)}{2.88} = 25 \text{ cm}$$



Detalle de refuerzo para losa en una sola capa

Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto

$$V_u = \frac{(0.5a_1 - d)w_L}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{((0.5)(4) - 0.08)802}{1 + \left(\frac{4}{4}\right)^6} = 769.92 \text{ Kg/m}$$

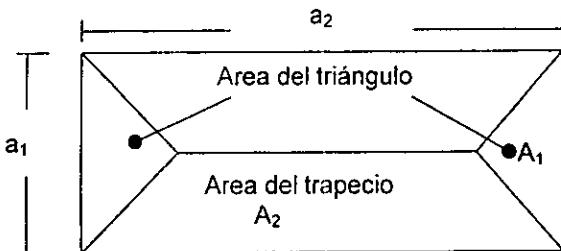
Resistencia de diseño

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd = 0.5(0.8)(100)(8)\sqrt{200} = 4525 \text{ kg/m}$$

El peralte supuesto se acepta por fuerza cortante.

$$V_{CR} = 4525 > V_u = 769.96 \text{ kg/m}$$

DEDUCCION DE EXPRESION PARA DETERMINAR CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA



$$1) \text{ Área del triángulo} = A_1 = \frac{(a_1) \left(\frac{a_1}{2} \right)}{2} = \left(\frac{a_1^2}{4} \right)$$

2) $A_2 = \text{área del trapecio}$

$$\begin{aligned} A_2 &= \left(\frac{a_1 a_2}{2} \right) - A_1 = \left(\frac{a_1 a_2}{2} \right) - \left(\frac{a_1^2}{4} \right) \\ A_2 &= \left(\frac{a_1}{4} \right) (2a_2 - a_1) = \left(\frac{a_1}{4} \right) \left(2a_2 - \frac{a_1 a_2}{a_2} \right) \\ A_2 &= \left(\frac{a_1 a_2}{2} \right) (2 - m) \quad \text{Donde } m = \left(\frac{a_1}{a_2} \right) \end{aligned}$$

Carga uniforme (kg/m) en el sentido corto.

$$w_1 = \frac{(\text{Carga por m}^2)(A_1)}{a_1} = \frac{w \left(\frac{a_1^2}{4} \right)}{a_1}$$

$$w_1 = \frac{wa_1}{4}$$

Carga uniforme (kg/m) en el sentido largo

$$w_2 = \frac{(\text{Carga uniforme m}^2)(A_2)}{a_2} = \frac{wa_1 a_2}{4a_2} (2 - m)$$

$$w_2 = \frac{wa_1}{4} (2 - m)$$

Diseño de columnas para losa maciza con una viga secundaria. La sección de columna de 40 x 40 cm que se obtuvo para esta losa será la misma sección de columna para losa con dos vigas secundarias.

NIVEL 1

Columna #4

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{8.44 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{844000}{8704000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.6667 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{266670}{8704000} = 0.031$$

$$R_x/R_y = \frac{0.031}{0.10} = 31$$

Columna #18

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{9.50 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{950000}{8704000} = 0.11$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.87 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{287000}{8704000} = 0.033$$

$$R_x/R_y = \frac{0.033}{0.11} = 0.30$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{9.33 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{933333.33}{8704000} = 0.11$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{300000}{8704000} = 0.034$$

$$R_x/R_y = \frac{0.034}{0.11} = 0.32$$

NIVEL 1

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #4

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{104 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{104000}{217600} = 0.50$$

Columna #18

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{111 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{111000}{217600} = 0.51$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{109.33 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{109333.33}{217600} = 0.50$$

NIVEL 1

Diseño de columnas para edificio con losa maciza

Columna #4

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.18 \frac{170}{4200} = 0.0073$$

$$\rho = 0.0073$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0073(40)(38) = 11.1 \text{ cm}^2$$

Columna #18

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.19 \frac{170}{4200} = 0.0077$$

$$\rho = 0.0077$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0077(40)(38) = 12 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.19 \frac{170}{4200} = 0.0077$$

$$\rho = 0.0077$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0077(40)(38) = 12 \text{ cm}^2$$

Este mismo diseño de muros de cortante se usará para losa maciza con una viga secundaria y con dos vigas secundarias.

Panel #5

1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro de cortante:

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(47.22)(4200)(324) = 57831278.4$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(324) = 48988800$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(324) = 17781120$$

4) Determinar el área de acero de refuerzo en los extremos del muro de cortante.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_{Rf_y}z} = \frac{578.22 \times 10^5}{(0.9)(4200)(324)} = \frac{57822000}{1224720} = 47.22 \text{ cm}^2$$

5) Obtener el cortante que toma el concreto

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} t L$$

$$V_{CR} = 0.85(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo horizontal.

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_{Rf_y}zt} = \frac{156866.67 - 153866}{(0.8)(4200)(324)(20)} = \frac{3021}{21773} = 0.0001$$

Este porcentaje de $\rho = 0.0001$ es inferior al mínimo por reglamento que es de $\rho = 0.0025$ para muros.

Determinar el área de refuerzo horizontal para muros.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

7) Determinar el refuerzo al centro del muro se armará por acero mínimo que es de $\rho = 0.0025$

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(270) = 13.5 \text{ cm}^2$$

Cortante

$$8) V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_v d}{4 w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(126000)(640)}{3200} = 25200 \text{ kg}$$

Paneles #30 y 25

1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(60)(4200)(324) = 73483200$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(324) = 48988800 \text{ kg}$$

3) Determinar el momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(334) = 17781120$$

4) Determinar el área de acero de refuerzo en los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{717.5 \times 10^5}{(0.9)(4200)(324)} = \frac{71750000}{1224720} = 60 \text{ cm}^2$$

5) Obtener el cortante que resiste el concreto

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} * t L$$

$$V_{CR} = 0.85(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo horizontal.

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y z t} = \frac{154000 - 153866}{(0.8)(4200)(324)(20)} = \frac{134}{2177280} = 0.00006$$

Esta relación que nos conduce a un porcentaje se usa el mínimo por reglamento que es de $\rho = 0.0025$.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

Panel #30

7) Determinar el refuerzo vertical al centro del muro se armará por acero mínimo.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(270) = 13.5 \text{ cm}^2$$

Cortante

$$\text{Donde } = 0.8 l w = 0.8(800) = 640 \text{ cm}$$

$$8) V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} * h d + \frac{N_v d}{4 M_w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(148100)(640)}{3200} = 29620 \text{ kg}$$

NIVEL 3

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #4

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{4.5 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{450000}{8704000} = 0.05$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{7 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{700000}{8704000} = 0.10$$

$$R_x/R_y = \frac{0.05}{0.10} = 50$$

Columna #22

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{5.33 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{533000}{8704000} = 0.061$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{5.33 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{533000}{8704000} = 0.061$$

$$R_x/R_y = \frac{0.061}{0.061} = 1$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{8 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{800000}{8704000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3.55 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{355000}{8704000} = 0.04$$

$$R_x/R_y = \frac{0.04}{0.10} = 0.40$$

NIVEL 3**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #4**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{61.35 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{61350}{217600} = 0.28$$

Columna #22

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{29.40 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{29400}{217600} = 0.13$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{27 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{27000}{217600} = 0.12$$

NIVEL 3**Detalle de refuerzo en columnas****Columna #4**

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.18 \frac{170}{4200} = 0.0073$$

$$\rho = 0.0073$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0073(40)(38) = 11.1 \text{ cm}^2$$

Columna #22

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.20 \frac{170}{4200} = 0.0081$$

$$\rho = 0.0081$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0081(40)(38) = 12.30 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.19 \frac{170}{4200} = 0.0077$$

$$\rho = 0.0077$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0077(40)(38) = 12 \text{ cm}^2$$

NIVEL 5**DISEÑO DE COLUMNA****Columna #4**

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{6.48 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{648000}{8704000} = 0.1$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{12 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{1200000}{8704000} = 0.14$$

$$R_x/R_y = \frac{0.01}{0.14} = 0.71$$

Columna #22

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{9.5 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{950000}{8704000} = 0.11$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{9.5 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{950000}{8704000} = 0.11$$

$$R_x/R_y = \frac{0.11}{0.11} = 1$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 f'_c} = \frac{14 \times 10^5}{0.8(40)^2(40)(170)} = \frac{1400000}{8704000} = 0.16$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{4.5 \times 10^5}{0.8(40)(40)^2(170)} = \frac{450000}{8704000} = 0.05$$

$$R_x/R_y = \frac{0.05}{0.16} = 0.31$$

NIVEL 5**DISEÑO DE COLUMNA****Columna #4**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{7.33 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{7333}{217600} = 0.031$$

Columna #22

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{9.31 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{9330}{217600} = 0.04$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{2.30 \times 10^3}{0.8(40)(40)(170)} = \frac{2300}{217600} = 0.01$$

NIVEL 5

Detalle de refuerzo en columnas

Columna #4

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.41 \frac{170}{4200} = 0.0166$$

$$\rho = 0.0161$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0161(40)(38) = 25 \text{ cm}^2$$

Columna #22

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.30 \frac{170}{4200} = 0.0121$$

$$\rho = 0.0121$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0121(40)(38) = 18.5 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.40 \frac{170}{4200} = 0.0162$$

$$\rho = 0.0162$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0162(40)(38) = 25 \text{ cm}^2$$

3.2 LOSAS APOYADAS EN UNA SOLA DIRECCIÓN VIGUETA Y BOVEDILLA Y ALIGERADAS

CARGA GRAVITACIONAL

1) P_p vigueta	177 kg/m
Firme de compresión de 0.05(2400)	120 kg/m ²
Mosaico de pasta de 0.025(1.4 ton/m ³)	35 kg/m ²
Recubrimiento para recibir mosaico, mortero arena cemento (0.02)(2.1 ton/m ³)	42 kg/m ²
Plafón de yeso de (0.02)(1.02 ton/m ³)	20 kg/m ²
Carga por reglamento	<u>40 kg/m²</u>
Carga muerta	<u>434 kg/m²</u>
Carga viva	<u>250 kg/m²</u>
	684 kg/m ²

$$\text{Carga última} = 684(1.4) = 958 \text{ kg/m}^2$$

$$958(0.7) = 700 \text{ kg/m}^2$$

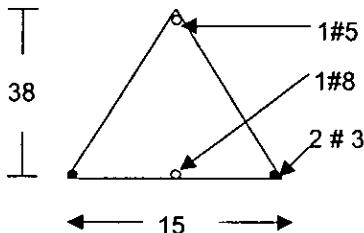
$$M = \frac{(700)(8)^2}{8} = 5600 \text{ kg/m}$$

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{5.6 \times 10^5}{(15)(38)^2} = \frac{560000}{21660} = 26$$

$$\rho = 0.0076$$

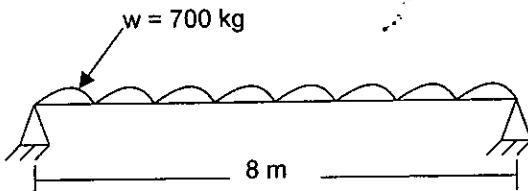
$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0076(15)(38) = 4.2 \text{ cm}^2$$



$$w_u = (700)(1.4) = 980(0.7) = 686 \text{ kg/m}$$

$$P_p \text{ viga} \\ (0.15)(1.33)(0.38)(2400) = 182 \text{ kg/m}$$



Determinar la fuerza cortante que toma el concreto para la vigueta,

$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2)(30p)\sqrt{f_c}^*$$

$$V_{CR} = 0.8(15)(38)((0.2)(30)(0.0076))\sqrt{200} = 2760 \text{ kg}$$

$$R = V = \dots \frac{wL}{2} = V = \frac{(700)(8)}{2} = \frac{5600}{2} = 2800 \text{ kg}$$

Determinar el refuerzo transversal para la vigueta

$$A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(15)(20)}{2530} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Usando estribos del #2.5 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.49)2 = 0.98 \text{ cm}$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(38)}{2800 - 2760} \leq \frac{0.8(0.98)(2530)}{3.5(15)}$$

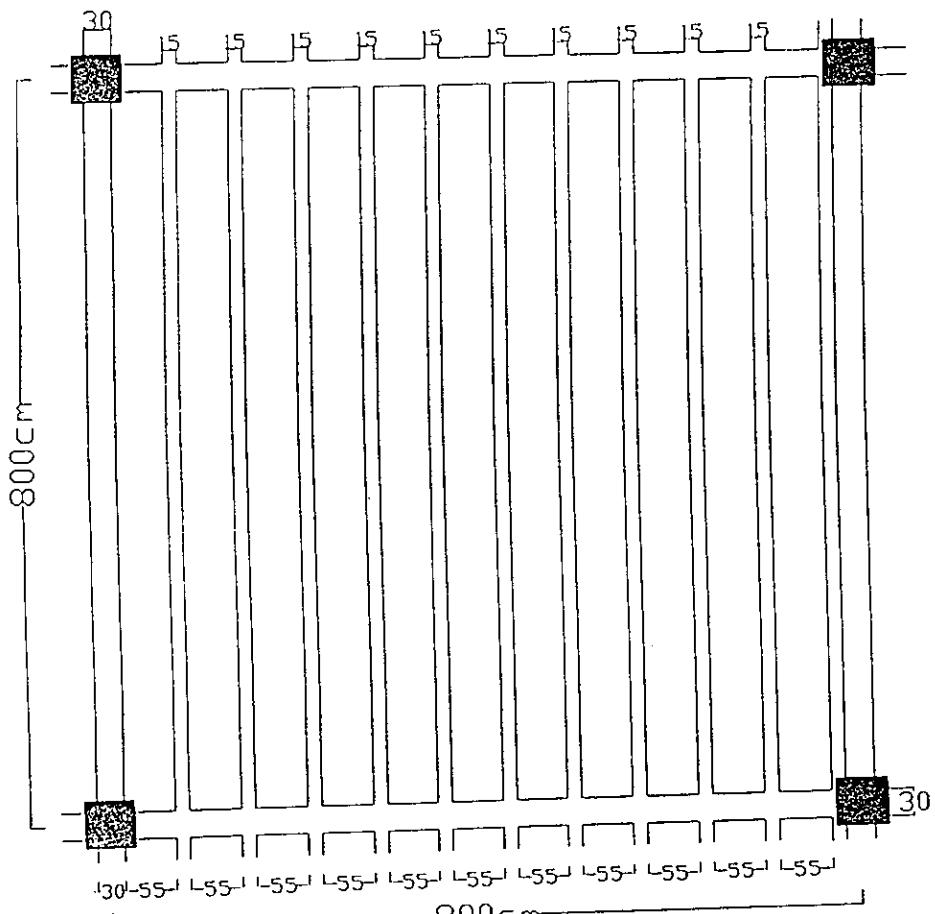
$$S = \frac{75374}{21} = 3589 \text{ cm} > \frac{1983}{52.5} = 38 \text{ cm}$$

$$38 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere colocar el refuerzo transversal @ 20 cm a todo lo largo de la vigueta.

Bovedilla

Detalle de colocación de la nervadura para sistema de bovedilla.
Firme de compresión de 5 cm con malla electrosoldada de 6/6 - 10/10



440 bovedillas de
cemento-arena. Con
nervaduras con barras 2#3,
1#8,1#5.

Bovedilla de cemento-arena

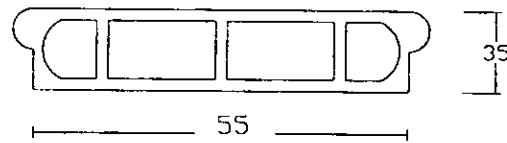


Figura que muestra las nervaduras que reciben a la bovedilla.

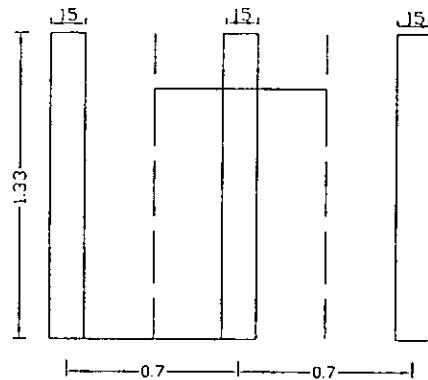
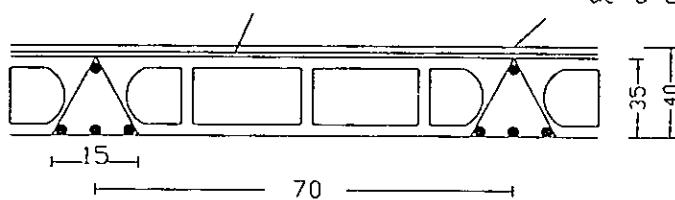


Figura que muestra corte de losa
a base de vigueta y bovedilla

Malla electrosoldada de 6/6 - 10/10

Firme de compresión
de 5 cm



**MOMENTOS ULTIMOS DE DISEÑO EN VIGAS PRINCIPALES DE APOYO
PARA LOSA A BASE DE VIGUETA Y BOVEDILLA**

NIVEL 1

Viga #	Momentos negativos en los extremos de las vigas	Cortante en la zona negativa de la viga
10	29.43	24.97
14	31.37	25.42
16	37.20	31.72
17	32.85	25.82
19	39.55	32.55
24	38.93	31.99

Tabla de momentos y cortantes últimos de diseño para momentos positivos L/2.

Viga #	Momentos L/2	Cortantes
10	15.86	0.07
14	15.54	0.69
16	20.19	0.27
17	15.53	0.25
19	19.77	0.26
24	19.46	0.00

NIVEL 3. Tabla de momentos y cortantes últimos de diseño.

Viga #	Momento negativo en los extremos de la viga	Cortante negativo en los extremos de la viga.
10	41.21	32.78
14	42.47	33.03
16	37.28	31.71

Tabla de momentos y cortantes últimos de diseño.

Viga #	Momentos positivos para claro L/2	Cortantes positivos para L/2
10	20.04	0.79
14	19.73	1.05
16	20.09	0.28

NIVEL 5

Tabla de momentos y cortantes últimos de diseño.

Viga #	Momentos negativos en los extremos de la viga	Cortantes negativos en los extremos de la viga
10	32.43	26.35
14	34.77	26.82
16	30.65	25.83

Tabla de momentos y cortantes últimos de diseño.

Viga #	Momentos positivos para L/2	Cortantes Positivos para L/2
10	16.74	0.60
14	16.13	1.07
16	16.86	0.08

NIVEL 1

Momentos negativos en los extremos de las vigas

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{29.43 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2943000}{138720} = 21.22$$

Viga #14

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{31.37 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3137000}{138720} = 22.62$$

Viga #16

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{37.2 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3720000}{138720} = 27.00$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{32.85 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3285000}{138720} = 23.70$$

Viga #19

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{39.55 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3955000}{138720} = 28.51$$

Viga #24

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{38.93 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3893000}{138720} = 28.1$$

Momentos negativos en vigas.

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Viga #10

$$\rho = 0.0061$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0061(30)(68) = 12.4 \text{ cm}^2$$

Viga #14

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0065(30)(68) = 13.3 \text{ cm}^2$$

Viga #16

$$\rho = 0.0079$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0079(30)(68) = 16.2 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0069$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0069(30)(68) = 14.1 \text{ cm}^2$$

Viga #19

$$\rho = 0.0084$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0084(30)(68) = 17.2 \text{ cm}^2$$

Viga #24

$$\rho = 0.0083$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0083(30)(68) = 17 \text{ cm}^2$$

Momentos negativos en vigas

Viga #10

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)\sqrt{f_c})$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0061))\sqrt{200} = 8840 \text{ kg}$$

Viga #14

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0065))\sqrt{200} = 9117 \text{ kg}$$

Viga #16

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0079))\sqrt{200} = 10086 \text{ kg}$$

Viga #17

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0069))\sqrt{200} = 9393 \text{ kg}$$

Viga #19

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0084))\sqrt{200} = 10432 \text{ kg}$$

Viga #24

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0083))\sqrt{200} = 10363 \text{ kg}$$

Momentos positivos

Viga #24

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{19.46 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1946000}{138720} = 14.03$$

Viga #19

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{19.77 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1977000}{138720} = 14.25$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{15.53 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1553000}{138720} = 11.2$$

Viga #16

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{20.19 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2019000}{138720} = 14.56$$

Viga #14

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{15.53 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1553000}{138720} = 11.2$$

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{15.83 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1583000}{138720} = 11.42$$

Momentos positivos

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Viga #24

$$\rho = 0.0039$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0039(30)(68) = 8 \text{ cm}^2$$

Viga #19

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0040(30)(68) = 8.11 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0031$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0031(30)(68) = 6.31 \text{ cm}^2$$

Viga #16

$$\rho = 0.0041$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0041(30)(68) = 8.3 \text{ cm}^2$$

Viga #14

$$\rho = 0.0031$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0031(30)(68) = 6.31 \text{ cm}^2$$

Momentos positivos

Porcentaje de refuerzo en viga rectangular.

Viga #10

$$\rho = 0.0032$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0032(30)(68) = 6.5 \text{ cm}^2$$

Para momentos positivos

Fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + (30\rho)) \sqrt{f_c}$$

Viga #24

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0039)) \sqrt{200}) = 7316 \text{ kg}$$

Viga #19

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0040)) \sqrt{200}) = 7385 \text{ kg}$$

Viga #17

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2+(30)(0.0031))\sqrt{200} = 6762 \text{ kg}$$

Viga #16

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2+(30)(0.0041))\sqrt{200} = 7455 \text{ kg}$$

Viga #14

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2+(30)(0.0031))\sqrt{200} = 6762 \text{ kg}$$

Viga #10

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2+(30)(0.0032))\sqrt{200} = 6832 \text{ kg}$$

NIVEL 1**DISEÑO DE COLUMNAS.****Columna #7**

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{16.34 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1634000}{29376000} = 0.06$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{0.22 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{22000}{29376000} = .0007$$

$$R_x/R_y = \frac{0.0007}{0.060} = 0.013$$

Columna #13

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{13.0 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1300000}{29376000} = 0.05$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{1.33 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{133000}{29376000} = 0.004$$

$$R_x/R_y = \frac{0.004}{0.050} = 0.10$$

Columna #18

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{16.10 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1610000}{29376000} = 0.05$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{0.25 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{25000}{29376000} = .0009$$

$$R_x/R_y = \frac{0.0009}{0.050} = 0.02$$

Columna #19

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{12.44 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1244000}{29376000} = 0.04$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{1.66 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{166000}{29376000} = 0.006$$

$$R_x/R_y = \frac{0.006}{0.040} = 0.15$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{13 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1300000}{29376000} = 0.05$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{1.55 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{155000}{29376000} = 0.005$$

$$R_x/R_y = \frac{0.005}{0.050} = 0.10$$

Columna #30

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{13.50 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1350000}{29376000} = 0.05$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{0.61 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{61000}{29376000} = 0.002$$

$$R_x/R_y = \frac{0.002}{0.050} = 0.040$$

NIVEL 1**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #7**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{7.42 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{7420}{489600} = 0.01$$

Columna #13

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{163.4 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{163400}{489600} = 0.33$$

Columna #18

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{206.54 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{206540}{489600} = 0.42$$

Columna #19

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{160.6 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{160600}{489600} = 0.33$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{9.45 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{9450}{489600} = 0.02$$

Columna #30

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{39.41 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{39410}{489600} = 0.10$$

NIVEL 1.

Porcentaje de refuerzo para columnas.

Columna #7

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.18 \frac{170}{4200} = 0.0073$$

$$\rho = 0.0073$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0073(60)(58) = 25.4 \text{ cm}^2$$

Columna #13

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.1 \frac{170}{4200} = 0.0040$$

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0040(60)(58) = 14 \text{ cm}^2$$

Columna #18

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.1 \frac{170}{4200} = 0.0040$$

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0040(60)(58) = 14 \text{ cm}^2$$

Columna #19

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.11 \frac{170}{4200} = 0.0045$$

$$\rho = 0.0045$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0045(60)(58) = 15.5 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.1 \frac{170}{4200} = 0.0040$$

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0040(60)(58) = 14 \text{ cm}^2$$

Columna #30

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.17 \frac{170}{4200} = 0.0069$$

$$\rho = 0.0069$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0069(60)(58) = 24 \text{ cm}^2$$

NIVEL 1**Panel #30 y 25**

- 1) Momento resistente con respecto a los extremos del muro

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(32)(4200)(336) = 40642560 \text{ kg}$$

- 2) Momento resistente al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(336) = 17781,120 \text{ kg}$$

- 3) $M_R = (0.9)(40)(4200)(336) = 50,803200 \text{ kg}$

Panel #5

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(24.2)(4200)(336) = 30735936 \text{ kg}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(336) = 17781,120 \text{ kg}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(336) = 50,803200 \text{ kg}$$

Panel #30

Acero de refuerzo vertical y horizontal.

$$4) A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{407.66 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{40766000}{1270080} = 32.1 \text{ cm}^2$$

- 5) Nota aclaratoria: El refuerzo vertical al centro del muro, como también el refuerzo horizontal se obtuvo con el porcentaje mínimo que se recomienda al reglamento de construcciones en sus normas técnicas complementarias para el D.F. cuyo porcentaje mínimo es el siguiente: 0.0025 para muros, porque las secciones resultan sobradas en ambos muros.

6) Refuerzo vertical.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

7) Refuerzo horizontal

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

Panel #5

4) Refuerzo vertical en los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{307.04 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{30704000}{1270080} = 24.2 \text{ cm}^2$$

5) Refuerzo vertical al centro del muro.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

6) Refuerzo horizontal.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

Panel #30

Fuerza cortante

Donde $d = 0.8 l_w$

$$V_c = 0.87\sqrt{f'c} \cdot hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250} (20)(640) + \frac{(172310)(640)}{3200} = 210537.62 \text{ kg}$$

Panel #5

Fuerza cortante

Donde $d = 0.8 l_w$

$$V_c = 0.87\sqrt{f'c} \cdot hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250} (20)(640) + \frac{(18630)(640)}{3200} = 214001.62 \text{ kg}$$

NIVEL 3

Diseño de vigas momentos negativos en los extremos.

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{41.21 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{4121000}{138720} = 30.00$$

Viga #14

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{42.5 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{4250000}{138720} = 31.00$$

Viga #16

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{37.3 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3730000}{138720} = 27.00$$

Diseño de vigas en momentos positivos

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{20.04 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2004000}{138720} = 14.5$$

Viga #14

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{20 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2000000}{138720} = 14.42$$

Viga #16

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{20.10 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2010000}{138720} = 14.5$$

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares: Para momentos negativos en los extremos.

Viga #10

$$\rho = 0.0059$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0059(30)(68) = 12.03 \text{ cm}^2$$

Viga #14

$$\rho = 0.0093$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0093(30)(68) = 19 \text{ cm}^2$$

Viga #16

$$\rho = 0.0079$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0079(30)(68) = 16.2 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares para momentos positivos
Viga #10

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0040(30)(68) = 8.2 \text{ cm}^2$$

Viga #14

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0040(30)(68) = 8.2 \text{ cm}^2$$

Viga #16

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0040(30)(68) = 8.2 \text{ cm}^2$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto para momentos negativos en los extremos.

Viga #10

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0059))\sqrt{200} = 8701 \text{ kg}$$

Viga #14

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0093))\sqrt{200} = 11055 \text{ kg}$$

Viga #16

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0079))\sqrt{200} = 10086 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto para momentos positivos

Viga #10

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + (30\rho) \sqrt{f_c})$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0040))\sqrt{200} = 7385 \text{ kg}$$

Viga #14

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0040))\sqrt{200} = 7385 \text{ kg}$$

Viga #16

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0040))\sqrt{200} = 7385 \text{ kg}$$

NIVEL 3

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #18

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{15.35 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1535000}{29376000} = 0.05$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{1.15 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{115000}{29376000} = 0.004$$

$$R_x/R_y = \frac{0.004}{0.050} = 0.10$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 f'_c} = \frac{17.51 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1751000}{29376000} = 0.06$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.41 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{241000}{29376000} = 0.01$$

$$R_x/R_y = \frac{0.010}{0.060} = 0.17$$

Columna #30

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 f'_c} = \frac{17.60 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1760000}{29376000} = 0.06$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.00 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{200000}{29376000} = 0.01$$

$$R_x/R_y = \frac{0.010}{0.060} = 0.17$$

NIVEL3**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #18**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{96.05 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{96050}{489600} = 0.20$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{6.20 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{6200}{489600} = 0.01$$

Columna #30

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{12.33 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{12330}{489600} = 0.02$$

NIVEL3

Porcentaje de refuerzo para columnas.

Columna #18

$$P = q \cdot \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.12 \cdot \frac{170}{4200} = 0.0049$$

$$\rho = 0.0049$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0049(60)(58) = 17 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.19 \frac{170}{4200} = 0.0077$$

$$\rho = 0.0077$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0077(60)(58) = 27 \text{ cm}^2$$

Columna #30

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.18 \frac{170}{4200} = 0.0073$$

$$\rho = 0.0073$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0073(60)(58) = 25.50 \text{ cm}^2$$

NIVEL 3**Panel #33**

1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(17)(4200)(336) = 21591360 \text{ kg}$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(336) = 17781,120 \text{ kg}$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(336) = 50,803200 \text{ kg}$$

$$4) A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y Z} = \frac{211.52 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{21152000}{1270080} = 17 \text{ cm}^2$$

5) Determinar la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) El cortante último de diseño es menor que el cortante que toma el concreto. Por lo tanto se toma el cortante mínimo para muros que es de 0.0025

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 92440 < V_{CR} = 153866.05 \text{ kg.}$$

7) Refuerzo vertical.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

8) Refuerzo horizontal.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

Panel #3

Cortante

Donde $d = 0.8 l_w = (0.8)(800) = 640 \text{ cm}$

$$V_c = 0.87\sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250} (20)(640) + \frac{(112050)(640)}{3200} = 178317 \text{ kg}$$

Panel #33

Cortante

Donde $d = 0.8 l_w = (0.8)(800) = 640 \text{ cm}$

$$V_c = 0.87\sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250} (20)(640) + \frac{(55000)(640)}{3200} = 187076 \text{ kg}$$

Panel #3

1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(15.3)(4200)(336) = 19432224 \text{ kg}$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(336) = 17781,120 \text{ kg}$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(336) = 50,803200 \text{ kg}$$

$$4) \frac{A_s}{F_R f_y z} = \frac{194.00 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{19400000}{1270080} = 15.3 \text{ cm}^2$$

5) Determinar la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8)\sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) El cortante último de diseño es menor que el cortante que toma el concreto.

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 73400 < V_{CR} = 153866.05 \text{ kg.}$$

7) Refuerzo vertical.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

8) Refuerzo horizontal.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

NIVEL 5

Momentos negativos en vigas en los extremos.

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{32.43 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3243000}{138720} = 23.4$$

Viga #14

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{34.77 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3477000}{138720} = 25.10$$

Viga #16

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{30.42 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{3042000}{138720} = 22.00$$

Momentos positivos

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{13.12 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1312000}{138720} = 9.5$$

Viga #14

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{16.13 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1613000}{138720} = 11.63$$

Viga #16

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{16.86 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1686000}{138720} = 12.15$$

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Momentos negativos.

Viga #10

$$\rho = 0.0068$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0068(30)(68) = 14 \text{ cm}^2$$

Viga #14

$$\rho = 0.0073$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0073(30)(68) = 15 \text{ cm}^2$$

Viga #16

$$\rho = 0.0063$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0063(30)(68) = 13 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.
Momentos positivos.

Viga #10

$$\rho = 0.0026$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0026(30)(68) = 5.36 \text{ cm}^2$$

Viga #14

$$\rho = 0.0032$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0032(30)(68) = 6.5 \text{ cm}^2$$

Viga #16

$$\rho = 0.0034$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0034(30)(68) = 7 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante que toma el concreto.

Momentos negativos.

Viga #10

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)\sqrt{f_c})^*$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0068))\sqrt{200} = 9324 \text{ kg}$$

Viga #14

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0073))\sqrt{200} = 9670 \text{ kg}$$

Viga #16

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0063))\sqrt{200} = 8978 \text{ kg}$$

Momentos positivos

Viga #10

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0026))\sqrt{200} = 6416 \text{ kg}$$

Viga #14

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0032))\sqrt{200} = 6831 \text{ kg}$$

Viga #16

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0034))\sqrt{200} = 6970 \text{ kg}$$

NIVEL 5**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #7**

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{26.05 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2605000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.01 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{201000}{29376000} = 0.007$$

$$R_x/R_y = \frac{0.007}{0.10} = 0.10$$

Columna #18

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{32.50 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{3250000}{29376000} = 0.11$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.00 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{200000}{29376000} = 0.007$$

$$R_x/R_y = \frac{0.007}{0.11} = 0.10$$

Columna #19

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{25.20 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2520000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{4.30 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{430000}{29376000} = 0.01$$

$$R_x/R_y = \frac{0.010}{0.10} = 0.10$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{27.30 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2730000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3.41 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{341000}{29376000} = 0.01$$

$$R_x/R_y = \frac{0.010}{0.10} = 0.10$$

Columna #30

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 f'_c} = \frac{28.00 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2800000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3.00 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{300000}{29376000} = 0.01$$

$$R_x/R_y = \frac{0.01}{0.10} = 0.10$$

NIVEL 5**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #7**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{8.00 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{8000}{489600} = 0.02$$

Columna #18

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{35.2 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{35200}{489600} = 0.070$$

Columna #19

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{27.30 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{27300}{489600} = 0.06$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{8.00 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{8000}{489600} = 0.02$$

Columna #30

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{9.20 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{9200}{489600} = 0.02$$

NIVEL 5.

Porcentaje de refuerzo para columnas.

Columna #7

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.22 \frac{170}{4200} = 0.0089$$

$$\rho = 0.0089$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0089(60)(58) = 31 \text{ cm}^2$$

Columna #18

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.27 \frac{170}{4200} = 0.0109$$

$$\rho = 0.0109$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0109(60)(58) = 38 \text{ cm}^2$$

Columna #19

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.24 \frac{170}{4200} = 0.0097$$

$$\rho = 0.0097$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0097(60)(58) = 34 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.24 \frac{170}{4200} = 0.0097$$

$$\rho = 0.0097$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0097(60)(58) = 34 \text{ cm}^2$$

NIVEL 5**Panel #31**

1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(8)(4200)(336) = 10160640 \text{ kg}$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(336) = 50803200 \text{ kg}$$

4) Determinar el área de refuerzo para los extremos del muro de cortante.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{98.00 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{9800000}{1270080} = 8 \text{ cm}^2$$

5) Determinar la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) El porcentaje de refuerzo horizontal no es posible obtenerlo por ser el cortante último de diseño menor que la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 52000 < V_{CR} = 153866.05 \text{ kg.}$$

Por lo tanto usamos el porcentaje mínimo para muro que por reglamento es de 0.0025.

7) Refuerzo horizontal.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

8) Porcentaje de refuerzo vertical.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 l_w = (0.8)(800) = 640 \text{ cm.}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(21000)(640)}{3200} = 180276 \text{ kg}$$

Panel #1

1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(4.5)(4200)(336) = 5715360 \text{ kg}$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(14)(4200)(336) = 17781,120 \text{ kg}$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(336) = 50,803200 \text{ kg}$$

4) Acero de refuerzo para los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{57.05 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{5705000}{1270080} = 4.5 \text{ cm}^2$$

5) Determinar la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) El porcentaje de refuerzo horizontal no es posible obtenerlo por ser la fuerza cortante de diseño última menor que la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 29000 < V_{CR} = 153866.05 \text{ kg.}$$

Por lo tanto usamos el porcentaje mínimo por reglamento para muro que es de 0.0025.

7) Porcentaje de refuerzo horizontal.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

8) Porcentaje de refuerzo vertical.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 l_w = (0.8)(800) = 640 \text{ cm.}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87 \cdot 250 (20)(640) + \frac{(33000)(640)}{3200} = 182676 \text{ kg}$$

SISTEMA DE LOSA ALIGERADA PERIMETRALMENTE APOYADA

ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES

NIVEL 1.

Análisis de carga

Peso propio de la losa

$$(16)(2400) = 38400/64 =$$

$$600 \text{ kg/m}^2$$

Recubrimiento para recibir mosaico mortero

arena cemento de $(0.02)(2.1) =$

$$42 \text{ kg/m}^2$$

Mosaico de pasta de $(0.025)(1.4 \text{ ton/m}^3)$

$$35 \text{ kg/m}^2$$

Plafón de yeso de $(0.02)(1.02)$

$$20 \text{ kg/m}^2$$

Carga por reglamento

$$40 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta

$$812 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

$$250 \text{ kg/m}^2$$

Carga de servicio

$$987 \text{ kg/m}^2$$

Revisión de peso propio de la losa para tablero de (8)(8)(0.35)

$$\text{Volumen} = (8)(8)(0.35 - 72)(0.55)(0.55)(0.30) = 16 \text{ m}^3$$

$$w = (16)(2400) = 38400$$

$$w = \frac{38400}{64} = 600 \text{ kg/m}^2$$

Carga definitiva

$$w = (137 + 250 + 600) = 987 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = (100)(1.4) = 1400 \text{ kg/m}^2 \text{ (cargas perimetrales)}$$

Se usara poliestireno de (0.50)(0.50)(0.35) y una capa de compresión de 5 cm.

Determinación de peralte

$$d_{\min} = k L \left[1 - \frac{2c}{3L} \right] (1.20)$$

$$k = 0.00075 \sqrt{f_s w}$$

$$f_s = (0.6)(4200) = 2520 \text{ kg/m}^2$$

$$w = (137 + 250 + 600) = 987 \text{ kg/m}^2$$

$$k = 0.00075 \sqrt{(2520)(1000)} = 0.030 > 0.025$$

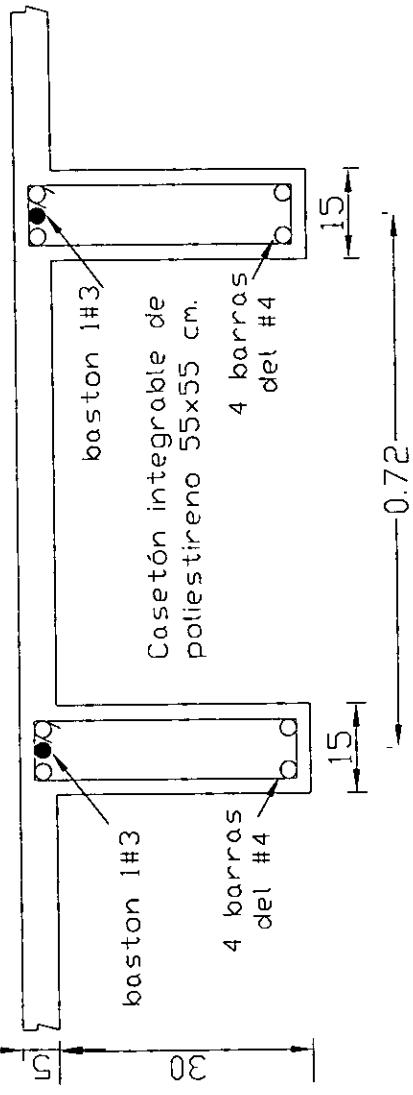
$$d_{\min} = (0.030)(800) \left[1 - \frac{(2)(60)}{(3)(800)} \right] (1.20) = 28 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 28 \text{ cm} + 5 \text{ cm de recubrimiento} = 33 \text{ cm}$$

Se propone que sea de 35 cm

Por lo tanto $h = 35 \text{ cm}$.

Nivel 1. Sistema de losa aligerada
Firme de compresión de 5 cm, malla electrosoldada de 6/6 - 10/10



Determinar el área de acero para tablero de borde.

$$\mu = 0.0583(1.4)(8)^2 = 5.224 \text{ ton/m}$$

$$\text{nervio} = (5224 \times 72) = 376,128$$

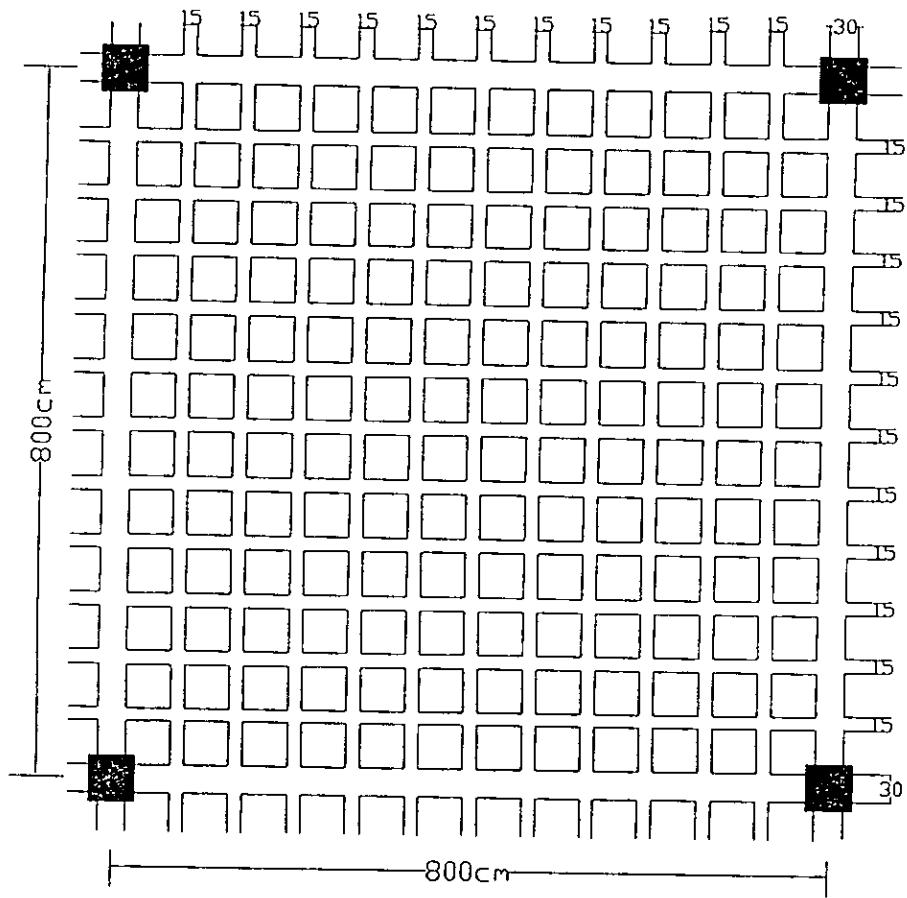
$$MR/bd^2 = 376,128 / 15(33)^2 = 23$$

$$\rho = 0.0066$$

$$As = Pbd$$

$$As = 0.0066(15)(33) = 3.25 \text{ cm}^2$$

Sistema de losa aligerada perimetralmente apoyada
Firme de compresión de 5 cm con malla electrosoldada de 6/6 - 10/10



169 bloques de poliestireno
nervaduras con barras del #4
bastón del #3

**MOMENTOS ULTIMOS DE DISEÑO EN VIGAS PRINCIPALES DE APOYO
PARA LOSA ALIGERADA**

NIVEL 1.Tabla de momentos y cortantes en los extremos más representativos.

Viga	Momentos (ton/m)	Cortante
2	14.45	8.86
4	15.83	9.23
6	21.58	15.82
7	22.76	18.71
10	23.12	18.92
12	24.23	16.47
17	23.96	16.37

Tabla de momentos L/2 de la viga y cortantes

Viga	Momentos M_u últimos de diseño (ton/m)	Cortante últimos de diseño V_u
2	4.48	1.88
4	4.45	1.51
6	9.34	1.46
7	11.39	0.01
10	11.80	0.22
12	9.08	1.17
17	9.08	1.06

NIVEL 3

Viga #	Momentos negativos en los extremos ton/m	Cortantes de diseño
10	26.23	19.75
12	27.84	17.46
17	26.87	17.19

Momentos y cortantes a L/2 al centro de la viga

Viga #	Momentos de diseño ton/m	Cortantes L/2
10	11.73	1.05
12	9.05	0.89
17	9.05	0.62

NIVEL 5.Sistema de losa aligerada perimetralmente apoyada momentos y cortantes L/2.

Viga #	Momentos de diseño ton/m	Cortantes de diseño
10	20.83	14.92
12	24.64	15.89
17	25.24	18.57

Momentos y cortantes L/2 al centro de la viga

Viga #	Momentos de diseño ton/m	Cortantes L/2
10	8.79	0.15
12	8.51	0.31
17	10.94	-1.25

NIVEL 1

Momentos negativos en los extremos en vigas.

Cortante mayor**Viga #2**

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{14.45 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1445000}{138720} = 10.42 \quad 8.86$$

Viga #4

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{15.83 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1583000}{138720} = 11.41 \quad 9.23$$

Viga #6

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{21.58 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2158000}{138720} = 15.16 \quad 15.82$$

Viga #7

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{22.76 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2276000}{138720} = 16.41 \quad 18.71$$

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{23.12 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2312000}{138720} = 16.70 \quad 18.92$$

Viga #12

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{24.23 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2423000}{138720} = 17.47 \quad 16.47$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{23.96 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2396000}{138720} = 17.30 \quad 16.37$$

Momentos negativos en los extremos. Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Viga #2

$$\rho = 0.0029$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0029(30)(68) = 6 \text{ cm}^2$$

Viga #4

$$\rho = 0.0032$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0032(30)(68) = 6.5 \text{ cm}^2$$

Viga #6

$$\rho = 0.0044$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0044(30)(68) = 9 \text{ cm}^2$$

Viga #7

$$\rho = 0.0046$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0046(30)(68) = 9.44 \text{ cm}^2$$

Viga #10

$$\rho = 0.0047$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0047(30)(68) = 9.62 \text{ cm}^2$$

Viga #12

$$\rho = 0.0049$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0049(30)(68) = 10 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0049$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0049(30)(68) = 10 \text{ cm}^2$$

Momentos positivos para secciones rectangulares.

Viga #2

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{4.48 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{448000}{138720} = 3.3$$

Viga #4

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{4.45 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{445000}{138720} = 3.21$$

Viga #6

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{9.34 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{934000}{138720} = 6.73$$

Viga #7

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{11.39 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1139000}{138720} = 8.21$$

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{11.8 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1180000}{138720} = 8.51$$

Viga #12

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{9.08 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{908000}{138720} = 6.55$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{9.08 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{908000}{138720} = 6.55$$

Momentos positivos al centro de las vigas

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Viga #2

$$\rho = 0.001$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.001(30)(68) = 2 \text{ cm}^2$$

Viga #4

$$\rho = 0.001$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.001(30)(68) = 2 \text{ cm}^2$$

Viga #6

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0018(30)(68) = 3.67 \text{ cm}^2$$

Viga #7

$$\rho = 0.0022$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0022(30)(68) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Viga #10

$$\rho = 0.0023$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0023(30)(68) = 4.7 \text{ cm}^2$$

Viga #12

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0018(30)(68) = 3.67 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0018(30)(68) = 3.67 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante que toma el concreto para cortante negativo en los extremos.

Viga #2

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)\sqrt{f_c})^*$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0029))\sqrt{200} = 6624 \text{ kg}$$

Viga #4

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0032))\sqrt{200} = 6832 \text{ kg}$$

Viga #6

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0044))\sqrt{200} = 7663 \text{ kg}$$

Viga #7

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0046))\sqrt{200} = 7801 \text{ kg}$$

Viga #10

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0047))\sqrt{200} = 7870.25 \text{ kg}$$

Viga #12

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0049))\sqrt{200} = 8009 \text{ kg}$$

Viga #17

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0049))\sqrt{200} = 8009 \text{ kg}$$

Fuerza cortante que toma el concreto

Cortante positivo

Viga #2

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)\sqrt{f_c})^*$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0010))\sqrt{200} = 5308 \text{ kg}$$

Viga #6

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0010))\sqrt{200} = 5862 \text{ kg}$$

Viga #7

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0022))\sqrt{200} = 6139 \text{ kg}$$

Viga #10

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0023))\sqrt{200} = 6208 \text{ kg}$$

NIVEL 1.**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #4**

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{12.65 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1265000}{17000000} = 0.0744$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3.69 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{369000}{17000000} = 0.022$$

$$R_x/R_y = \frac{0.022}{0.0744} = 0.29$$

Columna #9

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{11.47 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1147000}{17000000} = 0.07$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3.33 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{33000}{17000000} = 0.02$$

$$R_x/R_y = \frac{0.02}{0.07} = 0.29$$

Columna #11

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{11.51 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1151000}{17000000} = 0.07$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3.65 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{365000}{17000000} = 0.021$$

$$R_x/R_y = \frac{0.021}{0.07} = 0.30$$

Columna #18

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{14.19 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1419000}{17000000} = 0.08$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{4.31 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{431000}{17000000} = 0.0254$$

$$R_x/R_y = \frac{0.0254}{0.08} = 0.32$$

Columna #21

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{12.5 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1250000}{17000000} = 0.07$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.51 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{251000}{17000000} = 0.0148$$

$$R_x/R_y = \frac{0.0148}{0.07} = 0.21$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 f'_c} = \frac{13.79 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1379000}{17000000} = 0.08$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{4.49 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{449000}{17000000} = 0.04$$

$$R_x/R_y = \frac{0.04}{0.08} = 0.50$$

NIVEL 1**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #4**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{155.77 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{155770}{340000} = 0.46$$

Columna #9

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{309.50 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{309570}{340000} = 0.91$$

Columna #11

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{308.59 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{308590}{340000} = 0.91$$

Columna #18

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{165.88 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{165880}{340000} = 0.50$$

Columna #21

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{46.88 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{46880}{340000} = 0.14$$

NIVEL 1**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #4**

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.16 \frac{170}{4200} = 0.0065$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0065(50)(48) = 15.60 \text{ cm}^2$$

Columna #9

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.25 \frac{170}{4200} = 0.0101$$

$$\rho = 0.0101$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0101(50)(48) = 24.30 \text{ cm}^2$$

Columna #11

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.25 \frac{170}{4200} = 0.0101$$

$$\rho = 0.0101$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0101(50)(48) = 24.30 \text{ cm}^2$$

Columna #18

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.17 \frac{170}{4200} = 0.0069$$

$$\rho = 0.0069$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0069(50)(48) = 16.52 \text{ cm}^2$$

Columna #21

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.16 \frac{170}{4200} = 0.0065$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0065(50)(48) = 15.60 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.17 \frac{170}{4200} = 0.0069$$

$$\rho = 0.0069$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0069(50)(48) = 16.52 \text{ cm}^2$$

NIVEL 1**Paneles de #25 y 30**

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro de cortante.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = 0.9(85)(4200)(336) = 107956800 \text{ kg}$$

$$M_R = 107956.8 \text{ ton}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = 0.9(55)(4200)(336) = 69854400 \text{ kg}$$

$$M_R = 69854.4 \text{ ton}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 17781.12 \text{ ton}$$

- 4) Obtener el área de acero en los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{1076.24 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{107624000}{12700800} = 85 \text{ cm}^2$$

- 5) Obtener el cortante que resiste el concreto

$$V_{CR} = 0.085(F_R) \sqrt{f_c} * (t)(L)$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 153.866 \text{ ton}$$

- 6) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo horizontal

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y z t} = \frac{231000 - 153866}{(0.8)(4200)(336)(20)} = \frac{77134}{22579200} = 0.0034$$

Obtener el área de refuerzo horizontal.

$$\rho = 0.0034$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0034(20)(800) = 55 \text{ cm}^2$$

- 7) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo vertical al centro del muro de cortante.

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{280}{800} \right) (0.0034 - 0.0025)$$

$$(0.5025)(2.15)(0.0009) = 0.0010$$

NOTA: Este porcentaje de 0.0010 es inferior al mínimo por reglamento que es el siguiente 0.0025

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

Panel #30

Cortante

Donde $d = 0.8 \text{ lw}$

$$1) V_c = 0.87\sqrt{f'_c} \cdot hd + \frac{N_u d}{4lw}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250} (20)(640) + \frac{(222.1 \times 10^3)(640)}{3200} = 220495.62 \text{ kg}$$

$$V_c = 220.5 \text{ ton}$$

Panel #25

$$2) V_c = 0.87\sqrt{f'_c} \cdot hd + \frac{N_u d}{4lw}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250} (20)(640) + \frac{(188.63 \times 10^3)(640)}{3200} = 213801.62 \text{ kg}$$

$$V_c = 213.8 \text{ ton}$$

NIVEL 1

Panel # 5 y 10

- Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro de cortante.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = 0.9(68.3)(4200)(336) = 86746464 \text{ kg}$$

$$M_R = 86746.464 \text{ ton}$$

- Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = 0.9(58)(4200)(336) = 73664640 \text{ kg}$$

$$M_R = 73664.64 \text{ ton/m}$$

- Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 17781 \text{ ton/m}$$

- Obtener el área de acero en los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{867.33 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{86733000}{12700800} = 68 \text{ cm}^2$$

5) Obtener el cortante que resiste el concreto

$$V_{CR} = 0.085(F_R)\sqrt{f_c}(t)(L)$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8)\sqrt{200}(20)(800) = 153866 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 153.866 \text{ ton}$$

6) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo horizontal

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y t} = \frac{235330 - 153866}{(0.8)(4200)(336)(20)} = \frac{81464}{22579200} = 0.0036$$

Obtener el área de refuerzo horizontal.

$$\rho = 0.0036$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0036(20)(800) = 58 \text{ cm}^2$$

7) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo vertical al centro del muro de cortante.

$$(0.0025)(0.5) \left\{ 2.5 - \frac{H}{L} \right\} (P_h - 0.0025)$$

$$(0.0025)(0.5) \left\{ 2.5 - \frac{280}{800} \right\} (0.0036 - 0.0025)$$

$$(0.5025)(2.15)(0.0011) = 0.0012$$

NOTA: Como 0.0012 este porcentaje es menor que el mínimo aceptado por reglamento, por esta razón usamos el porcentaje mínimo admitido por reglamento y este porcentaje es el siguiente: 0.0025

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 \text{ fw}$

$$V_c = 0.87\sqrt{f'_c} hd + \frac{N_u d}{4fw}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250}(20)(640) + \frac{(188.83 \times 10^3)(640)}{3200} = 213801.62 \text{ kg}$$

$$V_c = 213.80 \text{ ton/m}$$

NIVEL 3

Momentos negativos

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{26.23 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2623000}{138720} = 19$$

Viga #12

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{27.84 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2784000}{138720} = 20.10$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{26.87 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2687000}{138720} = 19.40$$

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Momentos negativos

Viga #10

$$\rho = 0.0052$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0052(30)(68) = 11 \text{ cm}^2$$

Viga #12

$$\rho = 0.0057$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0057(30)(68) = 12 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0055$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0055(30)(68) = 11.22 \text{ cm}^2$$

Momentos positivos

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{11.73 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1173000}{138720} = 8.5$$

Viga #12

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{9.05 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{905000}{138720} = 6.53$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{9.05 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{905000}{138720} = 6.53$$

Momentos positivos porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Viga #10

$$\rho = 0.0023$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0023(30)(68) = 5 \text{ cm}^2$$

Viga #12

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0018(30)(68) = 4 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0018(30)(68) = 4 \text{ cm}^2$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto.

Viga # 10

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)) / f_c^*$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0052)) / \sqrt{200}) = 8216 \text{ kg}$$

Viga #12

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0057)) / \sqrt{200}) = 8563 \text{ kg}$$

Viga #17

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0055)) / \sqrt{200}) = 8424 \text{ kg}$$

Determinar el cortante que toma el concreto para momentos positivos

Viga #10

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)) / f_c^*$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0023)) / \sqrt{200}) = 6208 \text{ kg}$$

Viga #12

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0018)) / \sqrt{200}) = 5862 \text{ kg}$$

Viga #17

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0018)) / \sqrt{200}) = 5862 \text{ kg}$$

NIVEL 3

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #4

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{6.84 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{684000}{17000000} = 0.040$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{10.33 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{1033000}{17000000} = 0.06$$

$$R_x/R_y = \frac{0.040}{0.06} = 0.67$$

Columna #22

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{7.87 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{787000}{17000000} = 0.05$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{7.87 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{787000}{17000000} = 0.05$$

$$R_x/R_y = \frac{0.05}{0.05} = 1$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{11.89 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1189000}{17000000} = 0.07$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{5.33 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{533000}{17000000} = 0.031$$

$$R_x/R_y = \frac{0.031}{0.07} = 0.44$$

NIVEL 3

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #4

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{92.02 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{92020}{340000} = 0.27$$

Columna #22

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{44.06 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{44060}{340000} = 0.13$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{39.97 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{39970}{340000} = 0.12$$

NIVEL 3

Porcentaje de refuerzo para columnas

Columna #4

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = p = 0.14 \frac{170}{4200} = 0.0057$$

$$\rho = 0.0057$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0057(50)(48) = 14 \text{ cm}^2$$

Columna #22

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.13 \frac{170}{4200} = 0.0053$$

$$\rho = 0.0053$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0053(50)(48) = 13 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.16 \frac{170}{4200} = 0.0065$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0065(50)(48) = 16 \text{ cm}^2$$

NIVEL 3**Panel #33 y 38**

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro de cortante.

$$M_R = F_R A_s f_{y,z}$$

$$M_R = 0.9(45.25)(4200)(336) = 57471120 \text{ kg}$$

$$M_R = 57471.12 \text{ ton}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = 0.9(50.41)(4200)(336) = 64024.73 \text{ kg}$$

$$M_R = 64.02473 \text{ ton}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro de cortante.

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 17781 \text{ ton/m}$$

Panel # 33

$$4) A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{574.68 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{57468000}{1270080} = 45.25 \text{ cm}^2$$

- 5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto

$$V_{CR} = 0.085(F_R) \sqrt{f_c} * (t)(L)$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 153.866 \text{ ton}$$

- 6) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo horizontal de cortante.

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y z t} = \frac{225000 - 153866}{(0.8)(4200)(336)(20)} = \frac{71134}{22579200} = 0.0032$$

$$\rho = 0.0032$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0032(20)(800) = 51 \text{ cm}^2$$

- 7) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo vertical al centro del muro.

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{280}{800} \right) (0.0032 - 0.0025) = 0.0008$$

Este porcentaje de 0.0008 esta muy por debajo del mínimo por reglamento que es de 0.0025 por lo tanto usamos el mínimo por reglamento para obtener el refuerzo vertical al centro del muro de cortante.

Cortante

Donde $d = 0.8 \text{ m}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} hd + \frac{N_u d}{4h}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(5.850 \times 10^3)(640)}{3200} = 177245.62 \text{ kg}$$

$$V_c = 177.24 \text{ ton/m}$$

NIVEL 3

Panel #3 y 8

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro de cortante.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = 0.9(44)(4200)(336) = 55883520 \text{ kg}$$

$$M_R = 56 \text{ ton/m}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = 0.9(38.4)(4200)(336) = 48771072 \text{ kg}$$

$$M_R = 49 \text{ ton/m}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro de cortante.

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 18 \text{ ton/m}$$

- 4) Obtener el área de acero de refuerzo en los extremos del muro de cortante.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{554 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{5540000}{1270080} = 44 \text{ cm}^2$$

5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto

$$V_{CR} = 0.085(F_R)\sqrt{f'_c} * (l)(L)$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8)\sqrt{200} (20)(800) = 153866 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 153.866 \text{ ton}$$

6) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo horizontal del muro de cortante.

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y z t} = \frac{208000 - 153866}{(0.9)(4200)(336)(20)} = \frac{54134}{22579200} = 0.0024$$

$$\rho = 0.0024$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0024(20)(800) = 38.4 \text{ cm}^2$$

7) Expresión que nos permite obtener el porcentaje de refuerzo vertical al centro del muro.

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{280}{800} \right) (0.0024 - 0.0025)$$

NOTA: Como el porcentaje de refuerzo horizontal es menor que el admitido por reglamento que en este caso es también de 0.0025, el área para refuerzo vertical la obtenemos igual con 0.0025.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 14 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 l_w$

$$V_c = 0.87\sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{250} (20)(640) + \frac{(113 \times 10^3)(640)}{3200} = 198675.62 \text{ kg}$$

$$V_c = 198.67 \text{ ton/m}$$

NIVEL 5

Momentos negativos

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{20.83 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2083000}{138720} = 15.02$$

Viga #12

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{24.64 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2464000}{138720} = 18$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{25.24 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{2524000}{138720} = 18.20$$

Porcentaje de refuerzo para secciones rectangulares.

Momentos negativos

Viga #10

$$\rho = 0.0060$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0060(30)(68) = 12.24 \text{ cm}^2$$

Viga #12

$$\rho = 0.0073$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0073(30)(68) = 14.83 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0074$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0074(30)(68) = 15 \text{ cm}^2$$

Momentos positivos

Viga #10

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{8.79 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{879000}{138720} = 6.34$$

Viga #12

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{8.51 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{851000}{138720} = 6.14$$

Viga #17

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{10.94 \times 10^5}{(30)(68)^2} = \frac{1094000}{138720} = 8$$

Momentos positivos.

Viga #10

$$\rho = 0.0024$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0024(30)(68) = 5 \text{ cm}^2$$

Viga #12

$$\rho = 0.0023$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0023(30)(68) = 5 \text{ cm}^2$$

Viga #17

$$\rho = 0.0020$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0020(30)(68) = 4.1 \text{ cm}^2$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto.

Viga # 10

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)\sqrt{f_c})^*$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0060))\sqrt{200} = 8770.4 \text{ kg}$$

Viga #12

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0073))\sqrt{200} = 9670.5 \text{ kg}$$

Viga #17

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0074))\sqrt{200} = 9739.75 \text{ kg}$$

Determinar el cortante que toma el concreto para momentos positivos

Viga #10

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)\sqrt{f_c})^*$$

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0024))\sqrt{200} = 6277.75 \text{ kg}$$

Viga #12

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0023))\sqrt{200} = 6208.52 \text{ kg}$$

Viga #17

$$V_{CR} = 0.8(30)(68)((0.2 + (30)(0.0020))\sqrt{200} = 6000.8 \text{ kg}$$

NIVEL 5

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #4

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{9.72 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{972000}{17000000} = 0.06$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{18.10 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{1810000}{17000000} = 0.11$$

$$R_x/R_y = \frac{0.06}{0.11} = 0.54$$

Columna #22

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{14.17 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{1417000}{17000000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{14.17 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{1417000}{17000000} = 0.10$$

$$R_x/R_y = \frac{0.10}{0.10} = 1$$

Columna #25

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{20.60 \times 10^5}{0.8(50)^2(50)(170)} = \frac{2060000}{17000000} = 0.12$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{6.79 \times 10^5}{0.8(50)(50)^2(170)} = \frac{679000}{17000000} = 0.04$$

$$R_x/R_y = \frac{0.04}{0.12} = 0.33$$

NIVEL 5**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #4**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{10.79 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{10790}{340000} = 0.032$$

Columna #22

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{13.95 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{13950}{340000} = 0.04$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{3.45 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{3450}{340000} = 0.01$$

Columna #25

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{163.56 \times 10^3}{0.8(50)(50)(170)} = \frac{163560}{340000} = 0.50$$

NIVEL 5

Diseño de columnas porcentaje de refuerzo

Columna #4

$$P = q \cdot \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.26 \cdot \frac{170}{4200} = 0.0105$$

$$\rho = 0.0105$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0105(50)(48) = 25 \text{ cm}^2$$

Columna #22

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.27 \frac{170}{4200} = 0.0109$$

$$\rho = 0.0109$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0109(50)(48) = 26 \text{ cm}^2$$

Columna #25

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.3 \frac{170}{4200} = 0.0121$$

$$\rho = 0.0121$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0121(50)(48) = 29 \text{ cm}^2$$

NIVEL 5

Panel #1 y 6

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro de cortante.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 17,781.12 \text{ ton/m}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro de cortante.

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 17,781.12 \text{ ton/m}$$

- 3) Momento resistente con respecto al área de refuerzo vertical al centro del muro de cortante.

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 17,781.12 \text{ ton/m}$$

Panel 1

- 4) Obtener el área de refuerzo para los extremos del muro de cortante.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{176 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{17600000}{1270080} = 14 \text{ cm}^2$$

- 5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = (0.85)F_R \sqrt{f_y} * tL$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8)\sqrt{200}(20)(800) = 153866 \text{ kg}$$

- 6) Como la fuerza cortante que toma el concreto resulto mayor que el cortante último de diseño esto quiere decir que la sección esta sobrada.

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 88000 \text{ kg} < V_{CR} = 153866 \text{ kg}$$

Se utiliza el porcentaje mínimo por reglamento que es de 0.0025 para muros.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

- 7) Refuerzo vertical al centro del muro como el cortante último es menor que el cortante que toma el concreto esto requiere decir que la sección esta sobrada por lo tanto usamos el porcentaje mínimo.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 l_w$

$$V_c = 0.87 f'_c h d + \frac{N_y d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87 \cdot 250 (20)(640) + \frac{(36000)(640)}{3200} = 183276 \text{ kg}$$

Panel #31

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical en los extremos del muro de cortante.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = 0.9(15)(4200)(336) = 19051200 \text{ kg}$$

$$M_R = 19,051.2 \text{ ton/m}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = 0.9(40)(4200)(336) = 50803200 \text{ kg}$$

$$M_R = 50803.2 \text{ ton/m}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = 0.9(14)(4200)(336) = 17781120 \text{ kg}$$

$$M_R = 17,781.12 \text{ ton/m}$$

- 4) Obtener el área de acero de refuerzo para los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{189.4 \times 10^5}{(0.9)(4200)(336)} = \frac{18940000}{1270080} = 15 \text{ cm}^2$$

5) Expresión que nos permite obtener la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = (0.85)F_R \cdot \kappa \cdot tL$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8)\sqrt{200}(20)(800) = 153866 \text{ kg}$$

6) La fuerza cortante de diseño es menor que la fuerza cortante que toma el concreto.

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 106000 \text{ kg} < V_{CR} = 153866 \text{ kg}$$

7) Para obtener el área de refuerzo horizontal utilizamos el porcentaje mínimo por reglamento que es de 0.0025.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

8) Obtener el área de refuerzo vertical al centro del muro. Utilizamos el porcentaje mínimo por reglamento que es de 0.0025

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0025(20)(280) = 14 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 l_w$

$$V_c = 0.87 f'_c h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87 250 (20)(640) + \frac{(14000)(640)}{3200} = 178875.62 \text{ kg}$$

3.3 LOSAS PLANAS ALIGERADAS

ANALISIS POR CARGA GRAVITACIONAL

NIVEL I

Análisis de carga, peso propio de la losa.

$$(16.50)(2400) = \frac{39600}{64} = 620 \text{ kg/m}^2$$

Recubrimiento para recibir mosaico, mortero, arena y cemento.

$$\text{De } (0.02)(2.1) \text{ ton/m}^3 = 42 \text{ kg/m}^2$$

Mosaico de pasta de

$$(0.025)(1.4) \text{ ton/m}^3 = 35 \text{ kg/m}^2$$

Plafón de yeso de

$$(0.02)(1.02) = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga por reglamento} \longrightarrow 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} \longrightarrow 757 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} \longrightarrow 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga de servicio} \longrightarrow 1007 \text{ kg/m}^2$$

Revisión peso propio de la losa para tablero de (8)(8)

$$\text{Volumen de } (8)(8)(0.4 - 72)(0.6)(0.6)(0.35) = 16.53 \text{ m}^3$$

$$w = (16.53)(2400) = 39672 \text{ kg}$$

$$w = \frac{39672}{64} = 620 \text{ kg}$$

Carga definitiva

$$w = 137 + 250(620) = 1007 \text{ kg/m}^2$$

$$1^{\text{ra}} \text{ Condición } w_u = (1007)(1.4) = 1410 \text{ kg/m}^2 \text{ (cargas permanentes)}$$

$$d_{\min} = K L \frac{1 - 2c}{3L} (1.20)$$

$$K = 0.0075 \sqrt{f_s w}$$

$$f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 137 + 250 + 620 = 1007 \text{ kg/m}^2$$

$$k = 0.00075 \sqrt{(2500)(1007)} = 0.030 > 0.025$$

$$d_{\min} = (0.030)(800) \left[1 - \frac{(2)(60)}{(3)(800)} \right] (1.20) = 28 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 28 + \text{recubrimiento} = 28 + 5 = 33 \text{ cm}$$

Se usarán casetones de (60)(60)(35) cm. Pero se propone un peralte una $h=40$ cm.

MOMENTOS ÚLTIMOS DE DISEÑO EN NERVADURAS DE EJES DE COLUMNAS Y FRANJA CENTRAL PARA LOSA PLANA

NIVEL 1. Momentos negativos en capiteles y positivos fuera de capiteles en franja de columna,

BARRA #	MOMENTOS NEGATIVOS EN CAPITELES	CORTANTE EN CAPITELES EN FRANJA COLUMNA
21	(35.86)(75%) = 25.65	(23.73)(75%) = 18
28	(35.51)(75%) = 26.63	(23.72)(75%) = 17.8
36	(38.36)(75%) = 28.77	(24.44)(75%) = 18.33
40	(36.92)(75%) = 27.70	(27.81)(75%) = 20.86
45	(35.17)(75%) = 26.40	(23.63)(75%) = 17.73
51	(37.69)(75%) = 28.30	(24.26)(75%) = 18.20
BARRA #	MOMENTOS POSITIVOS FUERA DE CAPITELES	CORTANTE FUERA DE CAPITELES
21	(29.01)(60%) = 17.41	(17.26)(60%) = 10.36
28	(29.76)(60%) = 16.06	(24.71)(60%) = 14.83
36	(31.30)(60%) = 18.80	(17.48)(60%) = 10.50
40	(28.91)(60%) = 17.39	(25.54)(60%) = 15.33
45	(28.35)(60%) = 17.01	(17.27)(60%) = 10.36
51	(18.41)(60%) = 11.05	(17.66)(60%) = 10.60
BARRA #	MOMENTOS NEGATIVOS EN FRANJAS CENTRALES	CORTANTES EN FRANJAS CENTRALES
21	(35.86)(25%) = 9	(23.73)(25%) = 6.00
28	(35.51)(25%) = 9	(22.72)(25%) = 6.00
36	(38.36)(25%) = 9.6	(24.44)(25%) = 6.11
40	(36.92)(25%) = 9.23	(27.81)(25%) = 7.00
45	(35.17)(25%) = 8.8	(23.63)(25%) = 6.00
51	(37.69)(25%) = 9.43	(24.26)(25%) = 6.10
BARRA #	MOMENTOS POSITIVOS EN FRANJAS CENTRALES	CORTANTES EN FRANJAS CENTRALES
21	(29.01)(40%) = 11.61	(17.26)(40%) = 7.00
28	(25.76)(40%) = 10.30	(24.71)(40%) = 7.00
36	(31.30)(40%) = 12.52	(17.48)(40%) = 7.00
40	(28.91)(40%) = 10.36	(25.54)(40%) = 10.22
45	(28.35)(40%) = 11.34	(17.27)(40%) = 7.00
51	(18.41)(40%) = 7.41	(17.66)(40%) = 7.1

NIVEL 3

BARRA #	MOMENTOS NEGATIVOS EN EL CAPITEL EN FRANJA DE COLUMNA	CORTANTE EN EL CAPITEL EN FRANJA DE COLUMNA
21	(36.10)(75%) = 27.10	(23.81)(75%) = 18
36	(40.56)(75%) = 30.42	(28.82)(75%) = 21.62
40	(40.56)(75%) = 30.42	(28.82)(75%) = 21.62
BARRA #	MOMENTO POSITIVOS FUERA DEL CAPITEL EN FRANJA DE COLUMNA	CORTANTE FUERA DEL CAPITEL EN FRANJA DE COLUMNA
21	(29.22)(60%) = 17.53	(17.24)(60%) = 10.31
36	(32.25)(60%) = 19.35	(26.56)(60%) = 16.00
40	(32.25)(60%) = 19.35	(26.56)(60%) = 16.00
BARRA #	MOMENTO NEGATIVO EN FRANJAS CENTRALES	CORTANTE NEGATIVO EN FRANJAS CENTRALES
21	(36.10)(25%) = 9.03	(23.81)(25%) = 6.00
36	(40.56)(25%) = 10.14	(28.82)(25%) = 7.21
40	(40.56)(25%) = 10.14	(28.82)(25%) = 7.21
BARRA #	MOMENTO POSITIVO EN FRANJAS CENTRALES	CORTANTE NEGATIVO EN FRANJAS CENTRALES
21	(29.22)(40%) = 11.7	(17.24)(40%) = 7.00
36	(32.25)(40%) = 12.90	(26.56)(40%) = 10.62
40	(32.25)(40%) = 12.90	(26.56)(40%) = 10.62

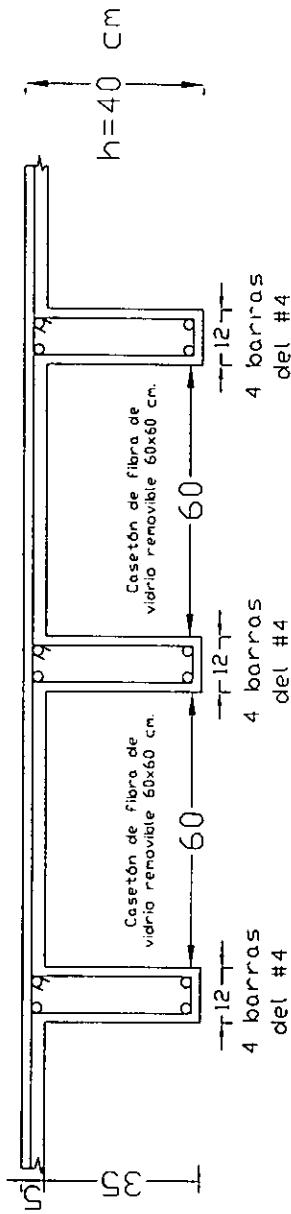
NIVEL 5

Tabla de momentos dentro del capitel y fuera del capitel en franja de columna.

BARRA #	MOMENTOS NEGATIVOS EN EL CAPITEL	CORTANTE EN EL CAPITEL EN FRANJA DE COLUMNA
21	(28.73)(75%) = 21.55	(19.81)(75%) = 15
36	(36.20)(75%) = 27.15	(21.87)(75%) = 16.41
40	(35.70)(75%) = 27.00	(25.01)(75%) = 19.00
BARRA #	MOMENTO POSITIVOS FUERA DEL CAPITEL EN FRANJA DE COLUMNA	CORTANTES FUERA DEL CAPITEL EN FRANJA DE COLUMNA
21	(23.01)(60%) = 14	(19.81)(60%) = 12
36	(29.83)(60%) = 18	(21.87)(60%) = 13.12
40	(28.50)(60%) = 17.10	(25.01)(60%) = 15.01
BARRA #	MOMENTO NEGATIVO EN FRANJAS CENTRALES	CORTANTES NEGATIVOS EN FRANJAS CENTRALES
21	(28.73)(25%) = 7.2	(19.81)(25%) = 5.00
36	(36.20)(25%) = 9.05	(21.87)(25%) = 5.5
40	(35.70)(25%) = 9.00	(25.01)(25%) = 6.3
BARRA #	MOMENTO POSITIVO EN FRANJAS CENTRALES	CORTANTES POSITIVOS EN FRANJAS CENTRALES
21	(23.01)(40%) = 9.20	(19.81)(40%) = 8.00
36	(29.83)(40%) = 12.00	(21.87)(40%) = 9.00
40	(28.50)(40%) = 11.40	(25.01)(40%) = 10.00

Nivel 1. Sistema de losa plana

Firme de compresión de 5 cm, malla electrosoldada de 6/6 - 10/10



El refuerzo vertical para las nervaduras de franjas centrales se armó con varillas del #25 @ 20 cm.

Determinar el área de acero para tablero de borde.

$$Mu = 0.0583(1.4)(8)^2 = 5.080 \text{ ton/m}$$

$$\text{nervio} = (5080)(0.7) = 3556$$

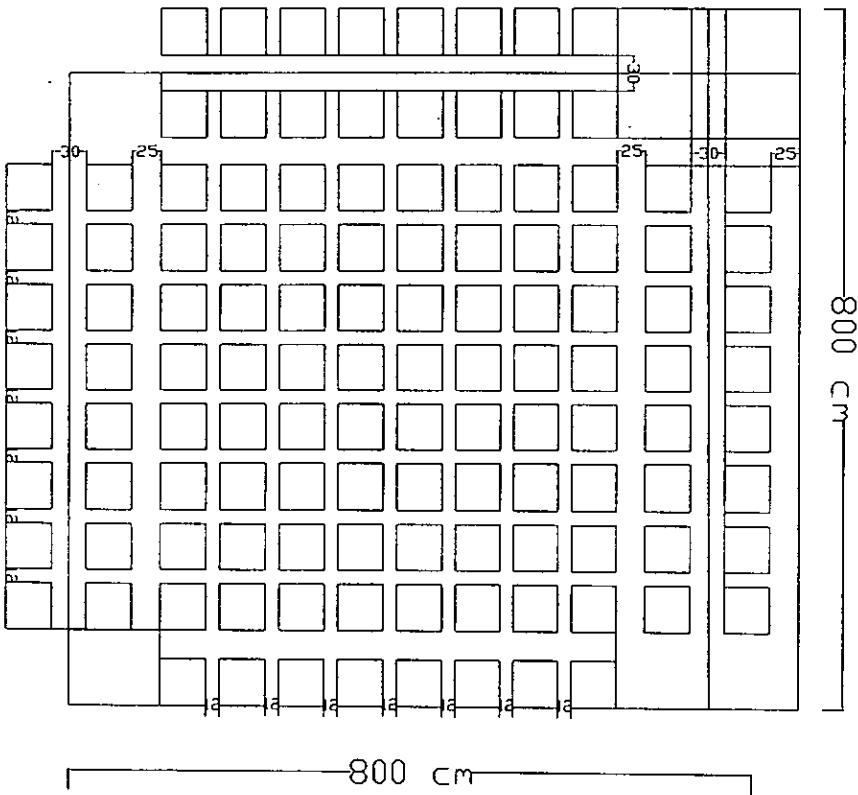
$$MR / bcd^2 = 3556 / 12(38)^2 = 20.53$$

$$p = 0.0058$$

$$As = pbd$$

$$As = 0.0058(12)(38) = 2.8 \text{ cm}^2$$

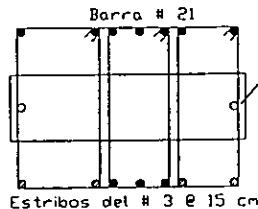
Losa Plana con nervaduras apoyadas en su perímetro.
Con firme de compresión de 5 cm y malla electrosoldada de 6/6 - 10/10



96 casetones de fibra de
vidrio con nervaduras en
franjas centrales, con barras
del #4.

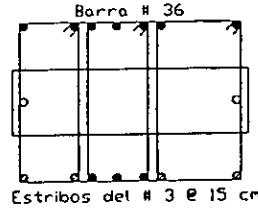
NIVEL 1. Sistema de losa plana

Detalle de refuerzo en el capitel



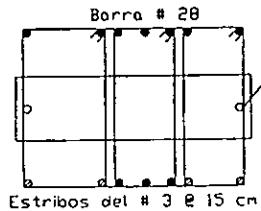
Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ●
barras del #4 ○

Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ●
4 barras del #5 ○



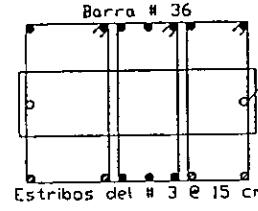
Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ●
barras del #4 ○

Lecho inferior
1 barras del #8 ●
2 barras del #6 ●
4 barras del #5 ○



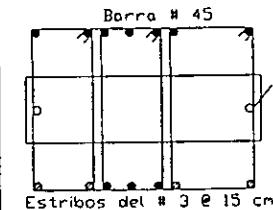
Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ●
barras del #4 ○

Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ●
4 barras del #5 ○



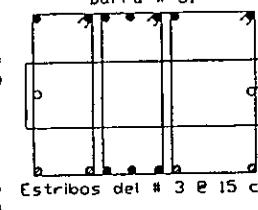
Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ●
barras del #4 ○

Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ●
4 barras del #5 ○



Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ●
2 barros del #4 ○

Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ●
4 barras del #5 ○



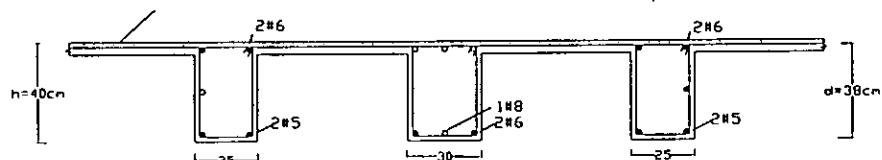
Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ●
2 barros del #4 ○

Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ●
4 barras del #5 ○

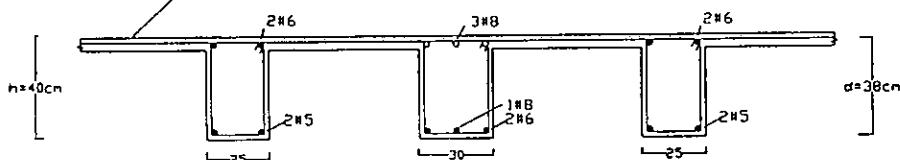
Nota: Los estribos de ocho ramas sólo se colocarán en la zona maciza o capitel que rodea a la columna.

Nivel 1. Sistema de losa plana
 Detalle de refuerzo fuera del capitel.

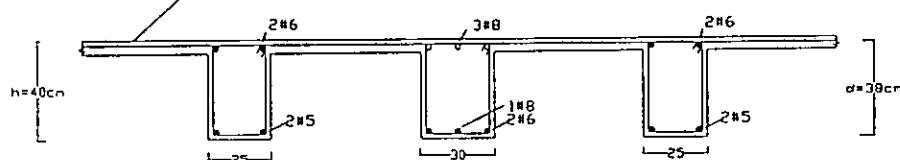
Malla electrosoldada de 6/6 - 10/10
 y un firme de compresión de 5 cm.



Malla electrosoldada de 6/6 - 10/10

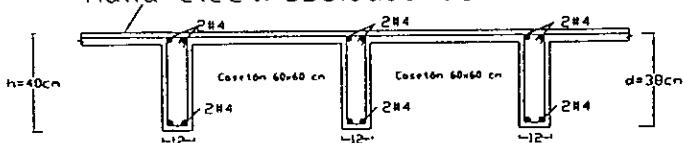


Malla electrosoldada de 6/6 - 10/10



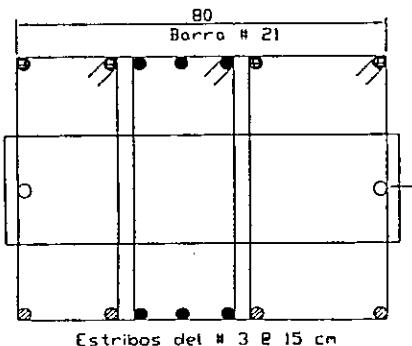
NIVEL 3. Sistema de losa plana
 Detalle de refuerzo para nervadura de franja central

Malla electrosoldada de 6/6 - 10/10



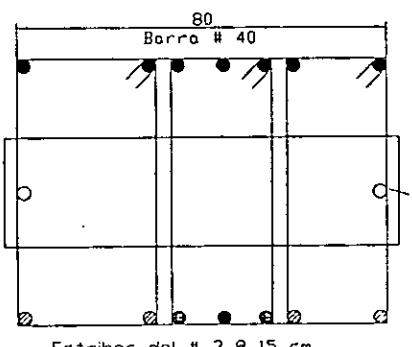
Estríbos del # 2.5 @20 cm

NIVEL 3. Sistema de losa plana Detalle de refuerzo en el capitel



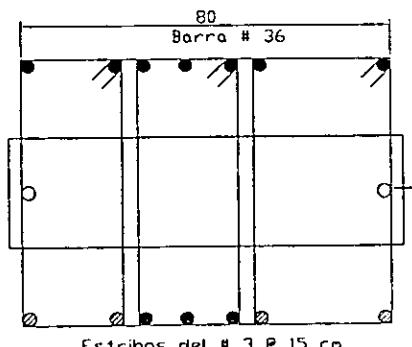
Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ○
2 barras del #4 ○

Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ○
4 barras del #5 ○



Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ○
2 barras del #4 ○

Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ○
4 barras del #5 ○



Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ○
2 barras del #4 ○

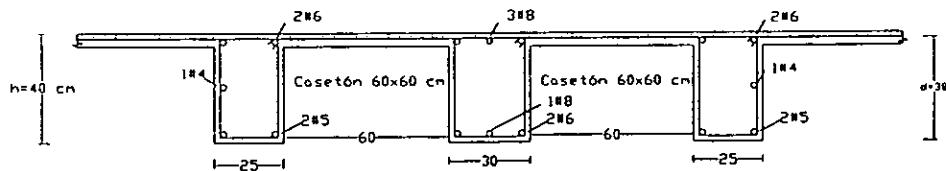
Lecho inferior
1 barra del #8 ●
2 barras del #6 ○
4 barras del #5 ○

Nota: Los estribos de ocho ramas sólo se colocarán en la zona maciza o capitel que rodea a la columna.

Nivel 3. Sistema de losa plana
Detalle de refuerzo en Franja de columna fuera del capitel.

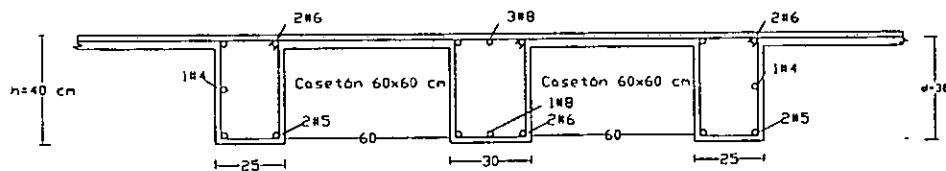
Firme de compresión de 5 cm.
malla electrosoldada de 6/6 - 10/10

Barra # 21

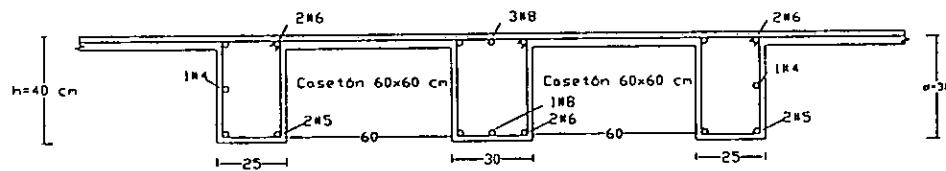


Datos de malla electrosoldada de 6/6 - 10/10

Barra # 36

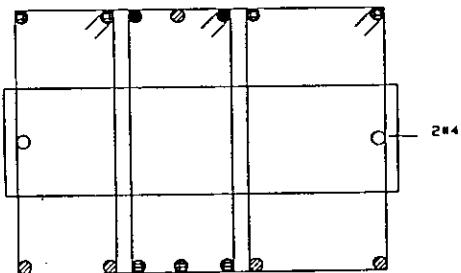


Barra # 40



NIVEL 5. Sistema de losa plana Detalle de refuerzo en el capitel

Barra # 21

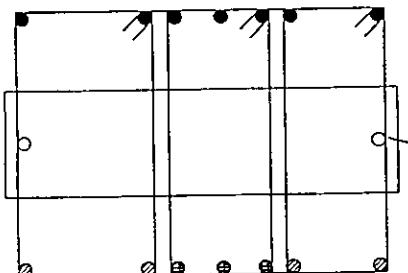


Lecho superior
2 barras del #8 ●
1 barra del #5 ◑
4 barras del #6 ○

Lecho inferior
3 barras del #6 ●
4 barras del #5 ◑

Estríbos del # 3 e 15 cm

Barra # 40



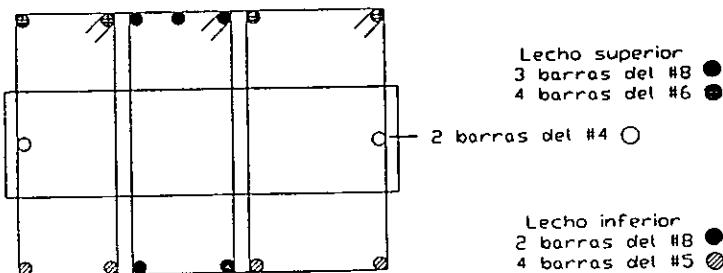
Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ○
2 barras del #4 ○

Lecho inferior

3 barras del #6 ●
4 barras del #5 ◑

Estríbos del # 3 e 15 cm

Barra # 36



Lecho superior
3 barras del #8 ●
4 barras del #6 ○

2 barras del #4 ○

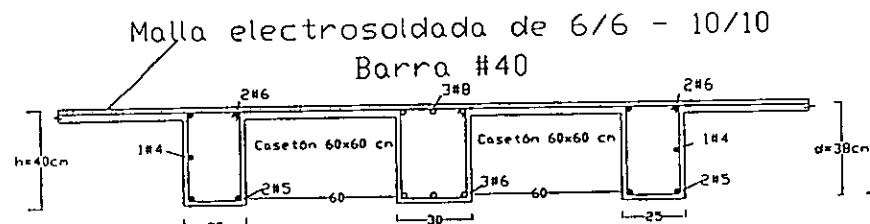
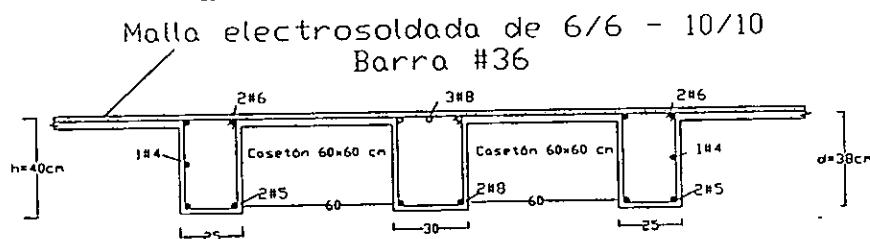
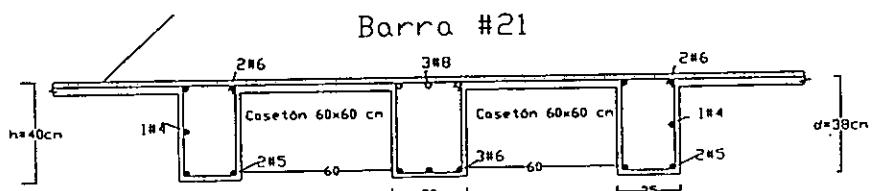
Lecho inferior
2 barras del #8 ●
4 barras del #5 ◑

Estríbos del # 3 e 15 cm

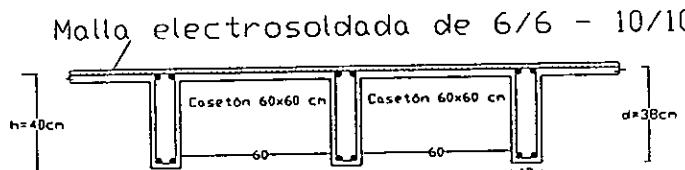
Nota: Los estríbos de ocho ramas sólo se colocarán dentro de la zona maciza o capitel que rodea a la columna.

Nivel 5. Sistema de losa plana
Detalle de refuerzo fuera del capitel.

Malla electrosoldada de 6/6 - 10/10
y un firme de compresión de 5 cm.
con casetón de fibra de vidrio removible.



Detalle de refuerzo en nervios centrales



Estríbos del #2.5 @ 20 cm

4 barras
del #4

NIVEL1.

Momento negativos en el macizo

Franja de columna

Barra #21

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{27.65 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2765000}{115520} = 24$$

Barra #28

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{26.63 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2663000}{115520} = 23.05$$

Barra #36

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{28.77 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2877000}{115520} = 24.91$$

Barra #40

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{27.70 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2770000}{115520} = 24$$

Barra #45

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{26.40 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2640000}{115520} = 23.0$$

Barra #50

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{28.30 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2830000}{115520} = 24.5$$

Porcentaje de refuerzo superior para capitel en franja de columna

Barra #21

$\rho = 0.0069$

$A_s = \rho bd$

$A_s = (0.0069)(80)(38) = 21.12 \text{ cm}^2$

Barra #28

$\rho = 0.0066$

$A_s = \rho bd$

$A_s = (0.0066)(80)(38) = 20.10 \text{ cm}^2$

Barra #36

$\rho = 0.0073$

$A_s = \rho bd$

$A_s = (0.0073)(80)(38) = 22.10 \text{ cm}^2$

Barra #40

$$\rho = 0.0069$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0069)(80)(38) = 21 \text{ cm}^2$$

Barra #45

$$\rho = 0.0066$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0066)(80)(38) = 20.13 \text{ cm}^2$$

Barra #51

$$\rho = 0.0071$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0071)(80)(38) = 22 \text{ cm}^2$$

Momentos positivos fuera del macizo en franja de columna

Barra #21

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{17.41 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1741000}{115520} = 15.10$$

Barra #28

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{16.06 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1606000}{115520} = 13.91$$

Barra #36

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{18.8 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1880000}{115520} = 16.3$$

Barra #40

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{17.35 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1735000}{115520} = 15.02$$

Barra #45

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{17.01 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1701000}{115520} = 14.73$$

Barra #51

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{18.41 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1841000}{115520} = 16.00$$

Porcentaje de refuerzo inferior para capitel en franja de columna

Barra #21

$$\rho = 0.0042$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0042)(80)(38) = 13 \text{ cm}^2$$

Barra #28

$$\rho = 0.0037$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0037)(80)(38) = 12 \text{ cm}^2$$

Barra #36

$$\rho = 0.0045$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0045)(80)(38) = 14 \text{ cm}^2$$

Barra #40

$$\rho = 0.0042$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0042)(80)(38) = 13 \text{ cm}^2$$

Barra #45

$$\rho = 0.0041$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0041)(80)(38) = 12.5 \text{ cm}^2$$

Barra #51

$$\rho = 0.0045$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0045)(80)(38) = 14 \text{ cm}^2$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto dentro de la zona maciza en franja de columna.

Barra #21

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho) \sqrt{f_c})$$

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0069)) \sqrt{200}) = 13998 \text{ kg}$$

Barra #28

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0066)) \sqrt{200}) = 13688 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0073)) \sqrt{200}) = 14411 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0069)) \sqrt{200}) = 13998 \text{ kg}$$

Barra #45

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2+(30)(0.0066))\sqrt{200}) = 13689 \text{ kg}$$

Barra #51

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2+(30)(0.0071))\sqrt{200}) = 14204 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto fuera de la zona maciza en franja de columna.

Barra #21

$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2+(30p))\sqrt{f_c}^*$$

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2+(30)(0.0042))\sqrt{200}) = 4205 \text{ kg}$$

Barra #28

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2+(30)(0.0037))\sqrt{200}) = 4088 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2+(30)(0.0045))\sqrt{200}) = 4321 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2+(30)(0.0042))\sqrt{200}) = 4205 \text{ kg}$$

Barra #45

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2+(30)(0.0041))\sqrt{200}) = 4166 \text{ kg}$$

Barra #51

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2+(30)(0.0045))\sqrt{200}) = 4321 \text{ kg}$$

Fuerza cortante que toma el concreto en nervadura de 25x38 fuera del capitel en franja de columna

Barra #21

$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2+(30p))\sqrt{f_c}^*$$

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2+(30)(0.0042))\sqrt{200}) = 3504 \text{ kg}$$

Barra #28

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2+(30)(0.0039))\sqrt{200}) = 3407 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2+(30)(0.0045))\sqrt{200}) = 3601 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2+(30)(0.0042))\sqrt{200}) = 3504 \text{ kg}$$

Barra #45

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2+(30)(0.0041))\sqrt{200}) = 3472 \text{ kg}$$

Barra #51

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2+(30)(0.0045))\sqrt{200}) = 3601 \text{ kg}$$

Determinar el refuerzo transversal en la zona maciza en la franja de columna
Barra #21

$$1) \ A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas, el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) \ S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{18000 - 13998} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{4002} = 181 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

$181 \text{ cm} > 68 \text{ cm}$

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige $d/4$, por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @ 15 m a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo transversal en la zona maciza en la franja de columna.

Barra #28

$$1) \ A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas, el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) \ S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{17800 - 13688} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{4112} = 176 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

$176 \text{ cm} > 68 \text{ cm}$

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige $d/4$, por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @ 15 m a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo transversal en la zona maciza en franja de columna
Barra #36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas, el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{18330 - 14411} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{3919} = 185 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

$185 \text{ cm} > 68 \text{ cm}$

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige $d/4$, por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @ 15 m a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo transversal en la zona maciza en franja de columna.

Barra #40

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas, el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{20860 - 13998} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{6859} = 106 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

$106 \text{ cm} > 68 \text{ cm}$

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 15 \text{ cm}$$

Rige $d/4$, por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @ 15 m a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo transversal en la zona maciza en franja de columna.
Barra #45

$$1) \ A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas, el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) \ S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{17730 - 13689} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{4041} = 17.9 \text{ cm} < \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

$179 \text{ cm} > 68 \text{ cm}$

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige $d/4$, por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @ 15 m a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo transversal en la zona maciza en franja de columna.
Barra # 51

$$1) \ A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas, el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) \ S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{18200 - 14204} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{3996} = 182 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

$182 \text{ cm} > 68 \text{ cm}$

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige $d/4$, por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @ 15 m a partir de la cara interior de la columna.

NIVEL 1

Determinar el refuerzo fuera de la zona maciza que rodea la columna para nervadura de 30 x 38.

Barra #21

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(30)(28)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{10356 - 4205} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(30)}$$

$$S = \frac{181305.60}{6151} = 29 \text{ cm} < \frac{4771.2}{105} = 45 \text{ cm}$$

$29 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

$$29 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere colocar el refuerzo vertical @25 cm.

Determinar el refuerzo transversal fuera de la zona maciza que rodea a la columna para nervadura de 30 x 38.

Barra #36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(30)(28)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{10488 - 4321} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(30)}$$

$$S = \frac{181305.60}{6167} = 29 \text{ cm} < \frac{4771.2}{105} = 45 \text{ cm}$$

$29 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

$$29 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Se sugiere que el refuerzo vertical positivo se coloque @ 25 cm en un intervalo de 300 cm.

Determinar el refuerzo fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 25x38.

Barra #21

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(25)(34)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{10356 - 3504} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(25)}$$

$$S = \frac{181305.60}{6852} = 26 \text{ cm} < \frac{4771.2}{87.5} = 54 \text{ cm}$$

$26 \text{ cm} < 54 \text{ cm}$

$$26 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @ 25 cm en un intervalo de 300cm.

Barra #36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(25)(34)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{10488 - 3601} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(25)}$$

$$S = \frac{181305.60}{6887} = 26 \text{ cm} < \frac{4771.2}{87.5} = 54 \text{ cm}$$

$26 \text{ cm} > 54 \text{ cm}$

$$26 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige d/2 por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @ 25 cm en un intervalo de 300cm.

NIVEL 1 DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #1

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{22 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{22 \times 10^5}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{6.31 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{631000}{29376000} = 0.022$$

$$R_x/R_y = \frac{0.022}{0.10} = 0.22$$

Columna #7

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{26.22 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2622000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{6 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{600000}{29376000} = 0.020$$

$$R_x/R_y = \frac{0.020}{0.10} = 0.20$$

Columna #16

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{28 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2800000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{6 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{600000}{29376000} = 0.020$$

$$R_x/R_y = \frac{0.020}{0.10} = 0.20$$

Columna #20

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{25 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2500000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{6 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{600000}{29376000} = 0.020$$

$$R_x/R_y = \frac{0.020}{0.10} = 0.20$$

Columna #26

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{26 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2600000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{0.79 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{79000}{29376000} = 0.003$$

Columna #32

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{3 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{3000000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{3.4 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{340000}{29376000} = 0.012$$

$$R_x/R_y = \frac{0.012}{0.10} = 0.12$$

NIVEL 1.**Columna #1**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{94 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{94000}{489600} = 0.19$$

Columna #7

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{254 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{254000}{489600} = 0.52$$

Columna #16

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{211 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{211000}{489600} = 0.43$$

Columna #20

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{457 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{457000}{489600} = 0.93$$

Columna #26

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{457 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{457000}{489600} = 0.93$$

Columna #32

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{170 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{170000}{489600} = 0.35$$

NIVEL 1.**PORCENTAJE DE REFUERZO PARA COLUMNAS****Columna #1**

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.19 \frac{170}{4200} = 0.0077$$

$$\rho = 0.0077$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0077(60)(58) = 27 \text{ cm}^2$$

Columna #7

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.15 \frac{170}{4200} = 0.0061$$

$$\rho = 0.0061$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0061(60)(58) = 21.23 \text{ cm}^2$$

Columna #16

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.15 \frac{170}{4200} = 0.0061$$

$$\rho = 0.0061$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0061(60)(58) = 21.23 \text{ cm}^2$$

Columna #20

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.28 \frac{170}{4200} = 0.0113$$

$$\rho = 0.0113$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0113(60)(58) = 39.44 \text{ cm}^2$$

Columna #26

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.28 \frac{170}{4200} = 0.0113$$

$$\rho = 0.0113$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0113(60)(58) = 39.44 \text{ cm}^2$$

Columna #32

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.16 \frac{170}{4200} = 0.0065$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0065(60)(58) = 23 \text{ cm}^2$$

NIVEL 1

Se determino el refuerzo cortante máximo para una columna interior #16 como lo disponen las normas técnicas complementarias del RCDF.

$$V_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1+c_2+2d)$$

$$J_c = d(c+d)^3 + \frac{(c+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)^2}{2}$$

$$V_{AB} = \frac{18 \times 10^5}{3600} + \frac{(0.4)(28)(49)}{36844014.7} = 5 \text{ ton}$$

$$A_c = (2)(38)(60+60+(2)(38)) = 19208 \text{ cm}^2$$

$$J_c = 38(60+38)^3 + \frac{(60+38)38^3}{6} + \frac{38(60+38)^2}{2}$$

$$J_c = 53765296 + 896242.7 + 182476 = 36844014.7$$

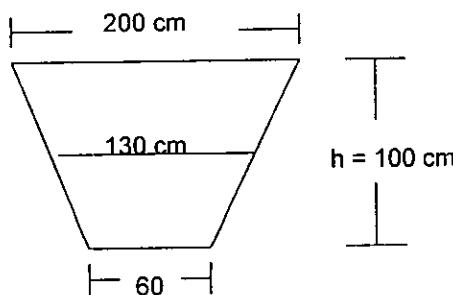
$$C_1 = 60 \text{ cm}$$

$$C_2 = 60 \text{ cm}$$

$$C_1 + d = 60 + 38 = 98 \text{ cm}$$

$$C_2 + d = 60 + 38 = 98 \text{ cm}$$

$$V_{AB} = \frac{C_1 + d}{2} = \frac{98}{2} = 49 \text{ cm}$$



Determinar el refuerzo por flexión para el capitel.

$$A = \frac{\pi(130)^2}{4} = 13273.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (0.005)(13273.23) = 66.4 \text{ cm}^2$$

La separación del refuerzo transversal para el cono que forma el capitel no será mayor de $850 / \sqrt{f_y}$ de la barra longitudinal de menor diámetro como lo especifican las normas técnicas complementarias de 87 barras del #4 @ 20 cm.

NIVEL 1**Panel #30**

1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(102.2)(4200)(372) = 143709552 \text{ kg}$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(29.6)(4200)(372) = 41622336 \text{ kg}$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(113)(4200)(372) = 15896.080 \text{ kg}$$

4) Obtener el acero de refuerzo vertical para los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{1437.05 \times 10^5}{(0.9)(4200)(372)} = \frac{143705000}{1406160} = 102.2 \text{ cm}^2$$

5) Obtener la fuerza cortante en muros sujetos a fuerzas horizontales.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) Expresión que permite obtener el porcentaje de refuerzo horizontal.

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y z t} = \frac{330000 - 153866}{(0.8)(4200)(372)(20)} = \frac{176134}{24998400} = 0.0070$$

$$\rho = 0.0070$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0070(20)(800) = 113 \text{ cm}^2$$

7) Obtener el porcentaje de refuerzo vertical al centro del muro.

$$(0.0025)(0.5) \left[2.5 - \frac{H}{L} \right] (Ph - 0.0025)$$

$$(0.5025) \left[2.5 - \frac{310}{800} \right] (0.0070 - 0.0025) = 0.0048$$

$$\rho = 0.0048$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0048(20)(310) = 29.60 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 \text{ de } l_w = 0.8(800) = 640 \text{ cm}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(295620)(640)}{3200} = 279218.53 \text{ kg}$$

NIVEL 1**Panel #5**

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(83.1)(4200)(372) = 116851896 \text{ kg}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(30.24)(4200)(372) = 42522278.4 \text{ kg}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del muro.

$$M_R = (0.9)(113.6)(4200)(372) = 159739776 \text{ kg}$$

- 4) Obtener el área de acero de refuerzo con respecto al los extremos del muro.

$$A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{1168 \times 10^5}{(0.9)(4200)(372)} = \frac{116800000}{1406160} = 83.1 \text{ cm}^2$$

- 5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

- 6) Obtener el porcentaje de refuerzo horizontal.

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y z t} = \frac{332520 - 153866}{(0.8)(4200)(372)(20)} = \frac{178654}{24998400} = 0.0071$$

$$\rho = 0.0071$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0071(20)(800) = 113.6 \text{ cm}^2$$

- 7) Obtener el porcentaje de refuerzo vertical al centro del muro.

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$(0.5025) \left(2.5 - \frac{372}{800} \right) (0.0071 - 0.0025) = 0.0049$$

$$\rho = 0.0049$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0049(20)(310) = 30.24 \text{ cm}^2$$

Cortante

Donde $d = 0.8 \text{ de } l_w = 0.8(800) = 640 \text{ cm}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(300000)(640)}{3200} = 236075.62 \text{ kg}$$

NIVEL 3

Relación de momentos negativos dentro del capitel

Barra #21

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{27.10 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2710000}{115520} = 23.50$$

Barra #36

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{30.42 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{3042000}{115520} = 26.33$$

Barra #40

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{30.42 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{3042000}{115520} = 26.33$$

Relación de momentos positivos fuera del capitel en franja de columna

Barra #21

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{17.53 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1753000}{115520} = 15.20$$

Barra #36

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{19.35 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1935000}{115520} = 17$$

Barra #40

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{19.35 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1935000}{115520} = 17$$

Porcentaje de refuerzo para lecho superior de capitel en franja de columna

Barra #21

$$\rho = 0.0068$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = (0.0068)(80)(38) = 21 \text{ cm}^2$$

Barra #36

$$\rho = 0.0077$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = (0.0077)(80)(38) = 23.52 \text{ cm}^2$$

Barra #40

$$\rho = 0.0077$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = (0.0077)(80)(38) = 23.52 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de refuerzo para lecho inferior del capitel en franja de columna

Barra #21

$$\rho = 0.0043$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0043)(80)(38) = 13 \text{ cm}^2$$

Barra #36

$$\rho = 0.0048$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0048)(80)(38) = 14.5 \text{ cm}^2$$

Barra #40

$$\rho = 0.0048$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = (0.0048)(80)(38) = 14.5 \text{ cm}^2$$

Determinar el porcentaje de refuerzo para franja central

$$\rho = 0.0036$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0036(12)(38) = 1.65 \text{ cm}^2$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto dentro del capitel en franja de columna.

Barra #21

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)) \sqrt{f_c} *$$

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0068)) \sqrt{200}) = 13895 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0077)) \sqrt{200}) = 14824 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0077)) \sqrt{200}) = 14824 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto fuera del capitel para nervadura 30 x 38

Barra #21

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30\rho)) \sqrt{f_c} *$$

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2 + (30)(0.0043)) \sqrt{200}) = 4243 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2 + (30)(0.0048)) \sqrt{200}) = 4437 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2 + (30)(0.0048)) \sqrt{200}) = 4437 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto fuera del capitel para nervadura de 25 x 38 en franja de columna.

Barra #21

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + (30p) \sqrt{f_c})^*$$

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2 + (30)(0.0043)) \sqrt{200}) = 3536 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2 + (30)(0.0048)) \sqrt{200}) = 3697 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2 + (30)(0.0048)) \sqrt{200}) = 3697 \text{ kg}$$

Determinar el refuerzo vertical dentro del capitel en franja de columna.

Barra #21

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de ocho ramas el área requerida es la siguiente:
 $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{18000 - 13895} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{4105} = 177 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

177 cm > 68 cm

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige $d/4$ por lo tanto se sugiere que el refuerzo negativo se coloque @ 15 cm a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo vertical dentro del capitel en franja de columna para sección de 80 x 38.

Barra #36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de ocho ramas el área requerida es la siguiente:
 $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{21620 - 14824} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{6796} = 107 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

107 cm > 68 cm

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige d/4 por lo tanto se sugiere que el refuerzo negativo se coloque @ 15 cm a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo vertical dentro de la franja de columna en el capitel para una de 80 x 38.

Barra #40

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de ocho ramas el área requerida es la siguiente:
 $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{21620 - 14824} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{6796} = 107 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

107 cm > 68 cm

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Rige d/4 por lo tanto se sugiere que el refuerzo negativo se coloque @ 15 cm a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo vertical fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 30 x 38 cm.

Barra #21

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(30)(28)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{10310 - 4243} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(30)}$$

$$S = \frac{181305.60}{6067} = 30 \text{ cm} < \frac{4771.2}{105} = 45 \text{ cm}$$

$30 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

$$45 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300 cm.

Determinar el refuerzo vertical fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 30 x 38.

Barra #36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(30)(28)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{16000 - 4437} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(30)}$$

$$S = \frac{181305.60}{11563} = 16 \text{ cm} < \frac{4771.2}{105} = 45 \text{ cm}$$

$16 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

$$45 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300 cm.

Determinar el refuerzo vertical fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 25 x 38.

Barra #21

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(25)(34)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{10310 - 3536} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(25)}$$

$$S = \frac{181305.60}{6774} = 27 \text{ cm} < \frac{4771.2}{87.5} = 54 \text{ cm}$$

$27 \text{ cm} < 54 \text{ cm}$

$$54 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300 cm.

Determinar el refuerzo vertical fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 25 x 38.

Barra # 36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(25)(34)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{16000 - 3697} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(25)}$$

$$S = \frac{181305.60}{12303} = 15 \text{ cm} < \frac{4771.2}{87.5} = 54 \text{ cm}$$

$15 \text{ cm} < 54 \text{ cm}$

$$54 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige d/2 por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300 cm.

NIVEL 3.

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #7

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{7.17 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{717000}{29376000} = 0.024$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{17.40 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{1740000}{29376000} = 0.06$$

$$R_x/R_y = \frac{0.024}{0.060} = 0.40$$

Columna #32

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{16.59 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1659000}{29376000} = 0.06$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{4.40 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{440000}{29376000} = 0.015$$

$$R_x/R_y = \frac{0.015}{0.060} = 0.25$$

Columna #33

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{17.41 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{1741000}{29376000} = 0.06$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{7.2 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{720000}{29376000} = 0.024$$

$$R_x/R_y = \frac{0.024}{0.060} = 0.40$$

NIVEL 3

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #7

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{150.08 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{150080}{489600} = 0.31$$

Columna #32

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{152 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{152000}{489600} = 0.31$$

Columna #33

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{150 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{150000}{489600} = 0.31$$

NIVEL 3

Porcentaje de refuerzo para columnas

Columna #7

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.12 \frac{170}{4200} = 0.0049$$

$$\rho = 0.0049$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0049(60)(58) = 17 \text{ cm}^2$$

Columna #32

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.10 \frac{170}{4200} = 0.0049$$

$$\rho = 0.0049$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0049(60)(58) = 17 \text{ cm}^2$$

Columna #33

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.12 \frac{170}{4200} = 0.0049$$

$$\rho = 0.0049$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0049(60)(58) = 17 \text{ cm}^2$$

Diseño de muros de cortante

Panel #3

1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(53.5)(4200)(372) = 75229560 \text{ kg}$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del panel.

$$M_R = (0.9)(20)(4200)(372) = 28123200 \text{ kg}$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(89.00)(4200)(372) = 125148240 \text{ kg}$$

Refuerzo para los extremos del muro

$$4) A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{752.07 \times 10^5}{(0.9)(4200)(372)} = \frac{75207000}{1406160} = 53.5 \text{ cm}^2$$

- 5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

- 6) Obtener el porcentaje de refuerzo para muro cortante en sentido horizontal.

$$\rho = 0.0055$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0055(20)(800) = 89.00 \text{ cm}^2$$

- 7) Obtener el porcentaje de refuerzo vertical al centro del muro.

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$(0.5025) \left(2.5 - \frac{310}{800} \right) (0.0055 - 0.0025) = 0.0032$$

$$\rho = 0.0032$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0032(20)(310) = 20 \text{ cm}^2$$

- 8) Cortante

Donde $d = 0.8$ de $I_w = 0.8(800) = 640 \text{ cm}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(124000)(640)}{3200} = 200875.62 \text{ kg}$$

Diseño de muros de cortante

Panel #33

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(57)(4200)(372) = 81151120 \text{ kg}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(27)(4200)(372) = 37966320 \text{ kg}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal del panel.

$$M_R = (0.9)(105.6)(4200)(372) = 148490496 \text{ kg}$$

Acero de refuerzo para los extremos del muro.

$$4) A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{796.51 \times 10^5}{(0.8)(4200)(372)} = \frac{79651000}{1406160} = 57 \text{ cm}^2$$

- 5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto en muros sujetos a fuerza cortante.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

- 6) Obtener el porcentaje de refuerzo horizontal.

$$\frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y z t} = \frac{318400 - 153866}{(0.8)(4200)(372)(20)} = \frac{164534}{24998400} = 0.0066$$

$$\rho = 0.0066$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0066(20)(800) = 105.60 \text{ cm}^2$$

- 7) Obtener el porcentaje de refuerzo vertical con respecto al centro del muro.

$$(0.0025)(0.5) \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$(0.5025) \left(2.5 - \frac{310}{800} \right) (0.0066 - 0.0025) = 0.0043$$

$$\rho = 0.0043$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0043(20)(310) = 27 \text{ cm}^2$$

- 8) Cortante

Donde $d = 0.8 \text{ de } l_w = 0.8(800) = 640 \text{ cm}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(34000)(640)}{3200} = 182875.62 \text{ kg}$$

NIVEL 5

Franja de columna

Para momentos negativos

Barra #21

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{21.55 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2155000}{115520} = 18.66$$

Barra #36

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{27.15 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2715000}{115520} = 23.51$$

Barra #40

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{27.00 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{2700000}{115520} = 23.40$$

Para momentos positivos

Barra #21

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{14.00 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1400000}{115520} = 12.12$$

Barra #36

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{18.00 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1800000}{115520} = 15.6$$

Barra #40

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{17.10 \times 10^5}{(80)(38)^2} = \frac{1710000}{115520} = 14.81$$

Franjas centrales

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{11.93 \times 10^5}{(96)(38)^2} = \frac{1193000}{138624} = 8.61$$

$$\frac{M_R \times 10^5}{bd^2} = \frac{9.05 \times 10^5}{(96)(38)^2} = \frac{905000}{138624} = 6.53$$

Porcentaje de refuerzo superior para capitel en franja de columna.

Barra #21

$$\rho = 0.0053$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0053(80)(38) = 16.2 \text{ cm}^2$$

Barra #36

$$\rho = 0.0068$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0068(80)(38) = 21 \text{ cm}^2$$

Barra #40

$$\rho = 0.0068$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0068(80)(38) = 21 \text{ cm}^2$$

Determinar el refuerzo inferior para capitel en franja de columna.

Barra #21

$$\rho = 0.0034$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0034(80)(38) = 10.34 \text{ cm}^2$$

Barra #36

$$\rho = 0.0044$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0044(80)(38) = 13.4 \text{ cm}^2$$

Barra #40

$$\rho = 0.0041$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.0041(80)(38) = 12.5 \text{ cm}^2$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto en franja de columna dentro del capitel

Barra #21

$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + (30\rho)) \sqrt{f_c} *$$

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0053)) \sqrt{200}) = 12347 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0068)) \sqrt{200}) = 13895 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(80)(38)((0.2 + (30)(0.0068)) \sqrt{200}) = 13895 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto en franja de columna fuera del capitel para nervadura de 25 x 38

Barra #21

$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + (30\rho)) \sqrt{f_c} *$$

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2 + (30)(0.0034)) \sqrt{200}) = 3246 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2 + (30)(0.0044)) \sqrt{200}) = 3568 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(25)(38)((0.2 + (30)(0.0041)) \sqrt{200}) = 3472 \text{ kg}$$

Para nervadura de 30 x 38

Barra #21

$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + (30\rho)) \sqrt{f_c} *$$

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2 + (30)(0.0034)) \sqrt{200}) = 3895 \text{ kg}$$

Barra #36

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2 + (30)(0.0044)) \sqrt{200}) = 4282 \text{ kg}$$

Barra #40

$$V_{CR} = (0.8)(30)(38)((0.2+(30)(0.0041))\sqrt{200}) = 4166 \text{ kg}$$

Determinar la fuerza cortante que toma el concreto en franjas centrales

$$V_{CR} = F_R b d (0.2+(30p)\sqrt{f_c})^*$$

$$V_{CR} = (0.8)(12)(38)((0.2+(30)(0.0024))\sqrt{200}) = 1403 \text{ kg}$$

Determinar el refuerzo vertical para nervios centrales

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(12)(50)}{2530} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{10000 - 1403} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(12)}$$

$$S = \frac{181305.60}{8597} = 26 \text{ cm} < \frac{4771.2}{42} = 113 \text{ cm}$$

$26 \text{ cm} < 113 \text{ cm}$

$$113 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Rige $d/2$ por lo tanto se sugiere colocar el refuerzo vertical se coloque @20 cm en los nervios.

Determinar el refuerzo vertical para franja de columna en el capitel

Barra #21

Determinar el refuerzo vertical para nervios centrales

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas de ocho ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{15000 - 12347} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{6253} = 273 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

273 cm < 68 cm

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @15 cm a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo vertical dentro del capitel en franja de columna.

Barra #36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{16410 - 13895} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{2515} = 288 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @15 cm a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo vertical en franja de columna dentro del capitel.

Barra #40

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(80)(10)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de 8 ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(8) = 5.68 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{(0.8)(5.68)(4200)(38)}{19000 - 13895} \leq \frac{0.8(5.68)(4200)}{3.5(80)}$$

$$S = \frac{725222.40}{5105} = 142 \text{ cm} > \frac{19085}{280} = 68 \text{ cm}$$

142 cm > 68 cm

$$68 \text{ cm} > \frac{d}{4} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere que el refuerzo en el negativo se coloque @15 cm a partir de la cara interior de la columna.

Determinar el refuerzo vertical fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 30 x 38.

Barra #21

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(30)(28)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{12000 - 3895} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(30)}$$

$$S = \frac{181305.60}{8105} = 22 \text{ cm} < \frac{4771.2}{105} = 45 \text{ cm}$$

22 cm < 45 cm

$$\text{Rige } \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300.

Determinar el refuerzo vertical fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 30 x 38.

Barra #36

$$1) A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(30)(28)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) \quad S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{13120 - 4282} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(30)}$$

$$S = \frac{181305.60}{8838} = 20 \text{ cm} < \frac{4771.2}{105} = 45 \text{ cm}$$

$$45 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300.

Determinar el refuerzo vertical en franja de columna fuera del capitel para nervadura 25 x 38.

Barra #21

$$1) \quad A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(25)(34)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) \quad S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{12000 - 3246} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(25)}$$

$$S = \frac{181305.60}{8754} = 21 \text{ cm} < \frac{4771.2}{87.5} = 54 \text{ cm}$$

21 cm < 54 cm

$$54 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300.

Determinar el refuerzo vertical fuera del capitel en franja de columna para nervadura de 25 x 38.

Barra #36

$$1) \quad A_{sv} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(25)(34)}{4200} = 0.7$$

Usando estribos del #3 de dos ramas el área requerida es la siguiente: $(0.71)(2) = 1.42 \text{ cm}^2$

$$2) S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(38)}{13120 - 3568} \leq \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(25)}$$

$$S = \frac{181305.60}{9552} = 19 \text{ cm} < \frac{4771.2}{87.5} = 54 \text{ cm}$$

$$54 \text{ cm} > \frac{d}{2} = \frac{38}{2} = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto se sugiere que el refuerzo vertical se coloque @25 cm en un intervalo de 300.

NIVEL 5

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna #1

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{22 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2200000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{22 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{2200000}{29376000} = 0.10$$

$$R_x/R_y = \frac{0.10}{0.10} = 1.0$$

Columna #4

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{1.51 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{151000}{29376000} = 0.0051$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{42.3 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{4230000}{29376000} = 0.14$$

$$R_x/R_y = \frac{0.0051}{0.14} = 0.04$$

Columna #7

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{39.4 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{3940000}{29376000} = 0.13$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2.14 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{214000}{29376000} = 0.01$$

$$R_x/R_y = \frac{0.01}{0.13} = 0.10$$

Columna #16

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{22 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{2200000}{29376000} = 0.10$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{20 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{2000000}{29376000} = 0.07$$

$$R_x/R_y = \frac{0.07}{0.10} = 0.70$$

Columna #33

$$R_x = \frac{M_{UX}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{31.12 \times 10^5}{0.8(60)^2(60)(170)} = \frac{3112000}{29376000} = 0.11$$

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{8.52 \times 10^5}{0.8(60)(60)^2(170)} = \frac{852000}{29376000} = 0.03$$

$$R_x/R_y = \frac{0.03}{0.11} = 0.27$$

NIVEL 5**DISEÑO DE COLUMNAS****Columna #1**

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{11.30 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{11300}{489600} = 0.02$$

Columna #4

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{24 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{24000}{489600} = 0.05$$

Columna #7

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{56.30 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{56300}{489600} = 0.11$$

Columna #16

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{11.24 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{11240}{489600} = 0.02$$

Columna #33

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{45.03 \times 10^3}{0.8(60)(60)(170)} = \frac{45030}{489600} = 0.10$$

NIVEL 5

Porcentaje de refuerzo para columnas.

Columna #1

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.30 \frac{170}{4200} = 0.0121$$

$$\rho = 0.0121$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0121(60)(58) = 43.24 \text{ cm}^2$$

Columna #4

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.20 \frac{170}{4200} = 0.0081$$

$$\rho = 0.0081$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0081(60)(58) = 28.2 \text{ cm}^2$$

Columna #7

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.22 \frac{170}{4200} = 0.0089$$

$$\rho = 0.0089$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0089(60)(58) = 31 \text{ cm}^2$$

Columna #16

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.27 \frac{170}{4200} = 0.0109$$

$$\rho = 0.0109$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0109(60)(58) = 38 \text{ cm}^2$$

Columna #32

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = P = 0.2 \frac{170}{4200} = 0.0081$$

$$\rho = 0.0081$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0081(60)(58) = 28.2 \text{ cm}^2$$

NIVEL 5

Panel #6

1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(16.3)(4200)(372) = 22920408 \text{ kg}$$

2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro

$$M_R = (0.9)(15.50)(4200)(372) = 21795480 \text{ kg}$$

3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(372) = 56246400 \text{ kg}$$

Refuerzo para los extremos del muro

$$4) \quad A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{228.52 \times 10^5}{(0.9)(4200)(372)} = \frac{22852000}{1406160} = 16.3 \text{ cm}^2$$

5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

6) Como la fuerza cortante de diseño es menor que la fuerza cortante que toma el concreto que es de 153866.05 kg

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 116.00 < V_{CR} = 153.86605 \text{ kg}$$

Esta es la razón para diseñar por acero mínimo

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

7) Obtener el porcentaje de refuerzo vertical

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(20)(310) = 15.50 \text{ cm}^2$$

Cortante

$$\text{Donde } = m \cdot 0.8 Iw = 0.8(800) = 640 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} \cdot hd + \frac{N_u d}{4Iw}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(54000)(640)}{3200} = 186875.62 \text{ kg}$$

NIVEL 5**Panel #31**

- 1) Momento resistente con respecto al refuerzo en los extremos del muro.

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$M_R = (0.9)(18.43)(4200)(372) = 25915529 \text{ kg}$$

- 2) Momento resistente con respecto al refuerzo vertical al centro del muro.

$$M_R = (0.9)(15.5)(4200)(372) = 21795480 \text{ kg}$$

- 3) Momento resistente con respecto al refuerzo horizontal.

$$M_R = (0.9)(40)(4200)(372) = 56246400 \text{ kg}$$

Refuerzo para los extremos del muro

$$4) A_s = \frac{M_R \times 10^5}{F_R f_y z} = \frac{259.07 \times 10^5}{(0.9)(4200)(372)} = \frac{25907000}{1406160} = 18.43 \text{ cm}^2$$

- 5) Obtener la fuerza cortante que toma el concreto en muro sujeto a fuerzas horizontales.

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} * t L$$

$$V_{CR} = (0.85)(0.8) \sqrt{200} (20)(800) = 153866.05 \text{ kg}$$

- 6) La fuerza cortante última de diseño es menor que la fuerza cortante que toma el concreto

$$V_u < V_{CR}$$

$$V_u = 145.11 < V_{CR} = 153.866 \text{ kg}$$

Este es el motivo para usar el porcentaje mínimo por reglamento para muros que es de $\rho = 0.0025$.

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(25)(800) = 40 \text{ cm}^2$$

- 7) Obtener el porcentaje de refuerzo al centro del muro de cortante

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0025(25)(310) = 15.50 \text{ cm}^2$$

- 8) Cortante

Donde $m = 0.8$ de $I_w = 0.8(800) = 640 \text{ cm}$

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u d}{4 I_w}$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{250} (20)(640) + \frac{(20340)(640)}{3200} = 180143.62 \text{ kg}$$

CARGAS GRAVITACIONALES MAS SISMICAS

La losa plana fue la que se analizó por carga gravitacional más sismo.
2da. Condición. Análisis por carga accidental.

Carga muerta	757 kg/m ²
Carga viva instantánea	180 kg/m ²
Carga de servicio	937 kg/m ²

Carga última de diseño por cargas accidentales $937(1.1) = 1030.7 \text{ kg/m}^2$

$$W_a = 937(1.1) = 1030.7 \text{ kg/m}^2$$

Área de tablero = 64 m²

$$W_{\text{Tablero}} = 1030.7(64) = 65964.8 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Total}} = 7982 \text{ Ton.}$$

Determinar las fuerzas sísmicas

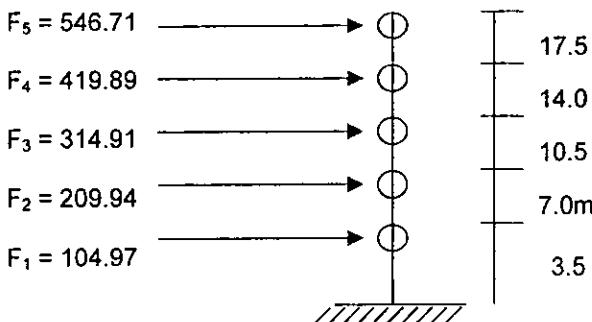
$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} C_s \sum w_i$$

Por tratarse de la zona III se usaron los siguientes valores,

$$C= 0.4, Q=2$$

I	w _i	h _i	w _i h _i
5	1649.12	17.5	28859.60
4	1583.2	14	22164.80
3	1583.2	10.5	16623.13
2	1583.2	7	11082.10
1	1583.2	3.5	5541.04
Σ	7982.0	-----	84270.04

Edificio de a través de losa plana



$$F_5 = \frac{288559.6}{84270.04} (0.2)(7982) = 546.71$$

$$F_4 = \frac{22164.17}{84270.04} (0.2)(7982) = 419.89$$

$$F_3 = \frac{16623.13}{84270.04} (0.2)(7982) = 314.91$$

$$F_2 = \frac{11082.1}{84270.04} (0.2)(7982) = 209.94$$

$$F_1 = \frac{5541.04}{84270.04} (0.2)(7982) = 104.97$$

$$C_s = \frac{v}{\sum w_i} = \frac{1596.42}{7982} = 0.2$$

$$C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.4}{2} = 0.2$$

Por lo tanto $0.2=0.2$

Cotas en (M)

K en (T/cm)

Edificio para oficinas, zona III

$Q_x = Q_y = 2$

La estructura pertenece al Grupo B

Revisión de condiciones de regularidad.

- 1) Cumple (la planta es simétrica)
- 2) $(H/b)_{base} = 17.5/40 = 0.44 < 2.5$, por lo tanto si cumple

- 3) $\frac{L}{b} = \frac{40}{40} = 1 < 2.5$ por lo tanto si cumple.

Determinación de cortantes en entrepisos

Nivel	Entrepiso	h_i	w_i	$w_i h_i$	F_i	v_i
5			1649.12	28859.60	546.71	
	5	17.5				+ 546.71
4			1583.16	22164.17	419.89	
	4	14				+ 966.6
3			1583.16	16623.13	314.91	
	3	10.5				1291.51
2			1583.16	11082.10	209.94	
	2	7				1491.45
1			1583.16	5541.04	104.97	
	1	3.5				1596.42
			$\Sigma 7982$	$\Sigma 84270.04$		$\Sigma 1596.42$

Determinar el cortante directo para nivel 1

$$V_D = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}}$$

Eje

$$6 = V_D = \frac{2777777.78}{8367816.14} (1596.42) = 529.95$$

$$5 = V_D = \frac{17241.4}{8367816.14} (1596.42) = 3.3$$

$$4 = V_D = \frac{138888.89}{8367816.14} (1596.42) = 264.97$$

$$3 = V_D = \frac{138888.89}{8367816.14} (1596.42) = 264.97$$

$$2 = V_D = \frac{17241.4}{8367816.14} (1596.42) = 3.3$$

$$1 = V_D = \frac{2777777.78}{8367816.14} (1596.42) = 529.95$$

Determinar el cortante por torsión en dirección X.

Eje

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} M_t Y_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

$$6 = V_{ix} = \frac{(2777777.78)(6385.7)(20)}{4643264382} = 78.10$$

$$5 = V_{ix} = \frac{(17241.4)(6385.7)(1)}{4643264382} = 0.30$$

$$4 = V_{ix} = \frac{(1388888.89)(6385.7)(4)}{4643264382} = 7.81$$

$$3 = V_{ix} = \frac{(1388888.89)(6385.7)(4)}{4643264382} = 7.81$$

$$2 = V_{ix} = \frac{(17241.4)(6385.7)(12)}{4643264282} = 0.30$$

$$1 = V_{ix} = \frac{(2777777.78)(63857)(20)}{4643264282} = 78.10$$

Distribución de las fuerzas cortantes en los elementos resistentes de edificio para nivel.

Como se trata de un edificio que es simétrico las fuerzas cortantes solamente se determinaron para el sentido X.

Determinación de las rigideces.

Marco con muro en los extremos.

$$\frac{1}{0.000036} \quad (100) = 2777777.78 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.000074} \quad (100) = 1351351.35 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.00012} \quad (100) = 833333.33 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.00013} \quad (100) = 769230.77 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.00014} \quad (100) = 714285.72 \text{ ton/cm}$$

Marco con muro al centro

$$\frac{1}{0.000072} \quad (100) = 1388888.89 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.00016} \quad (100) = 625000.00 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.00019} \quad (100) = 526315.79 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.00041} \quad (100) = 243902.44 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.0027} \quad (100) = 37037.04 \text{ ton/cm}$$

Marco sin muro de concreto

Determinación de las rigideces.

$$\frac{1}{0.0058} \quad (100) = 17241.4 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.0092} \quad (100) = 10869.6 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.011} \quad (100) = 9090.91 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.01} \quad (100) = 10000 \text{ ton/cm}$$

$$\frac{1}{0.009} \quad (100) = 11111.11 \text{ ton/cm}$$

Determinación de las inercias en columnas tráves y muros

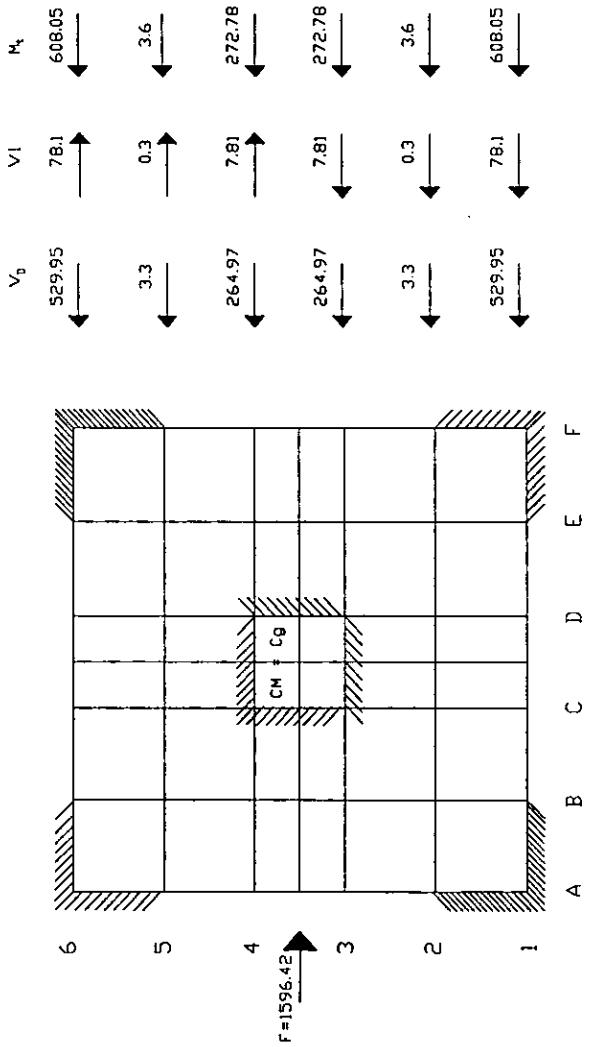
$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_c = \frac{(60)^4}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

$$I_t = \frac{(128)(40)^3}{12} = 682666.67 \text{ cm}^3 \text{ de borde}$$

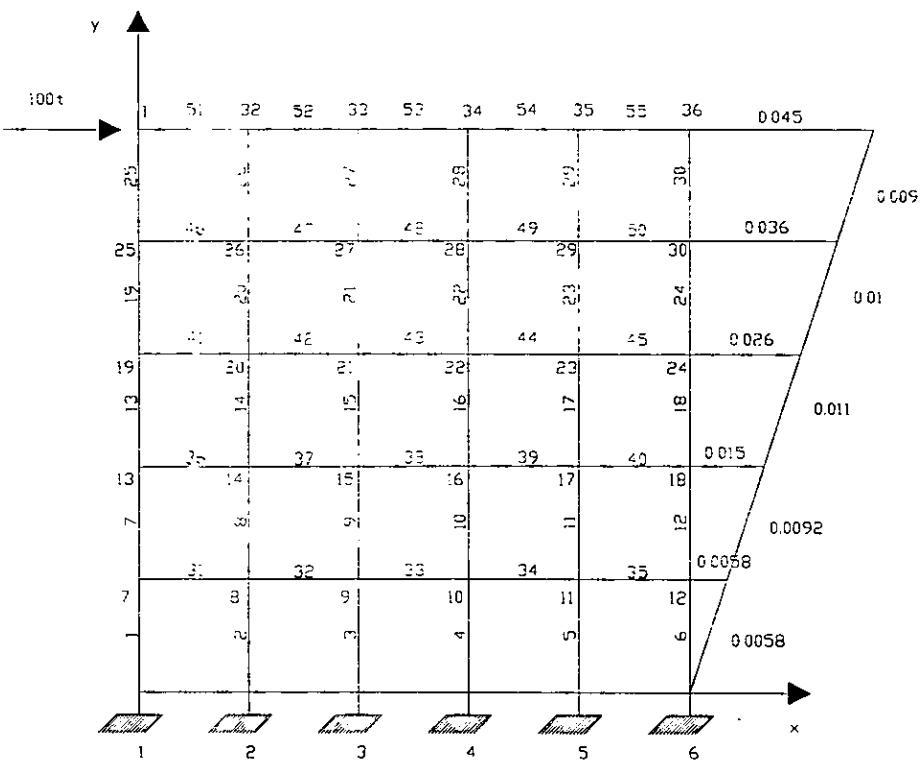
$$I_t = \frac{(176)(40)^3}{12} = 938666.67 \text{ cm}^3 \text{ de centro}$$

Sistema de losa plana
Determinar el cortante

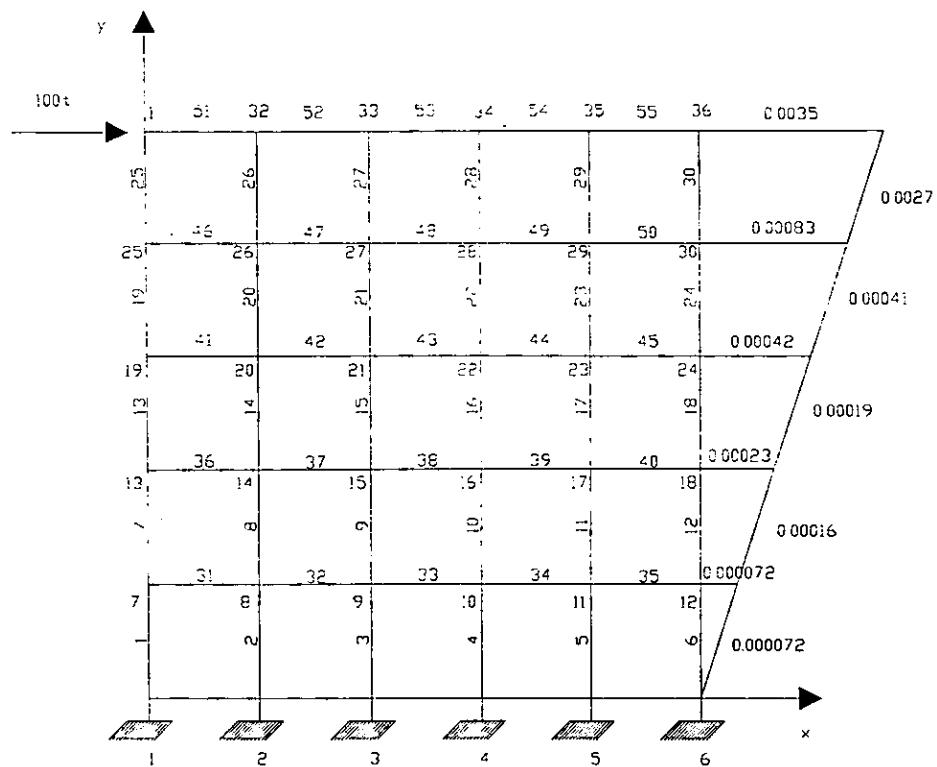


$$\begin{aligned}
 Eje &= 27777777.78 & Eje &= 27777777.78 & Eje \\
 1 = 6 &= 27777777.78 & A = 27777777.78 & 1 = A = 27777777.78 \\
 2 = 5 &= 17241.4 & E = B = 17241.4 & B = 2 = 17241.4 \\
 3 = 4 &= 13888888.89 & C = D = 13888888.89 & D = 3 = 13888888.89
 \end{aligned}$$

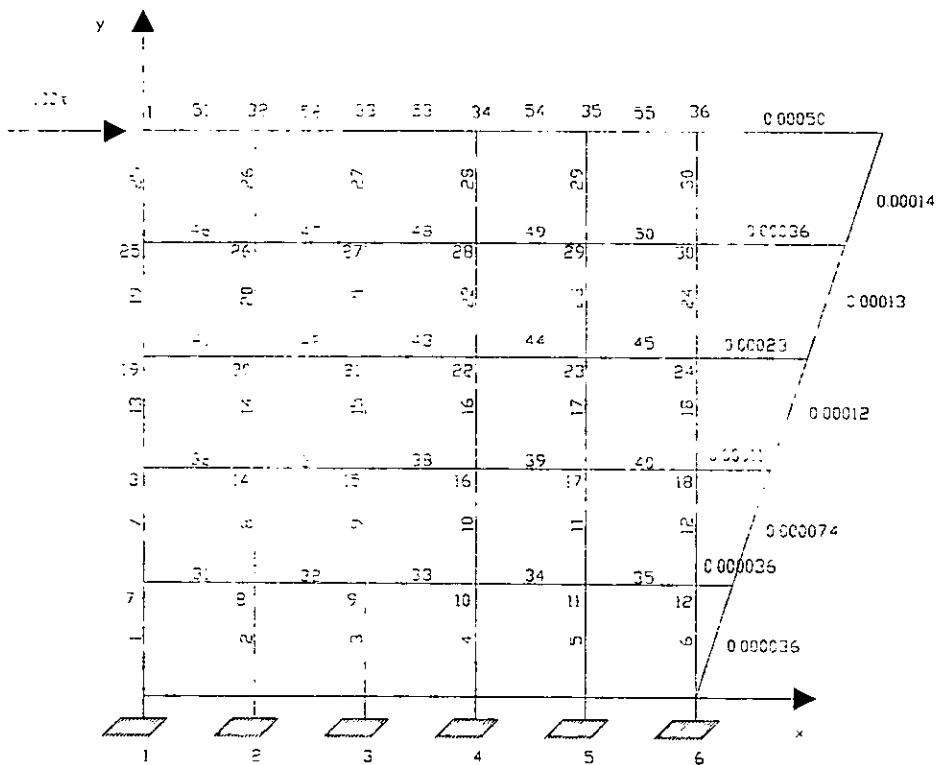
Determinación de desplazamiento para marcos sin muro de concreto



Determinación de desplazamiento para marcos con muro al centro



Determinación de desplazamiento para marcos con muros en los extremos



3. Factores de reducción de productividad

λ = Factor de reducción por ductibilidad
 V_{total} = Contante total

R = Rigidz de marco

= rigidez de malla

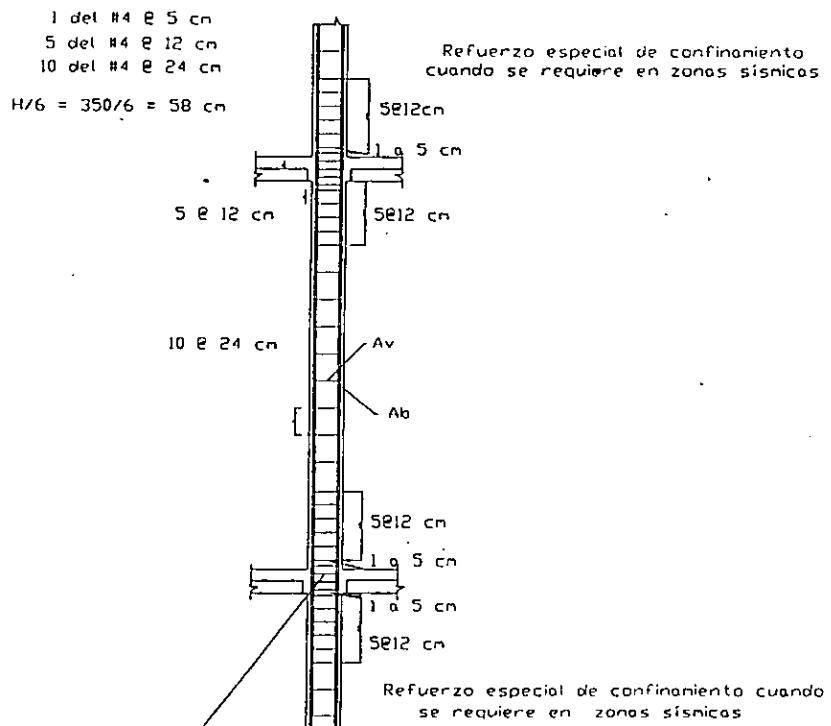
Estructura de estrechos

7 = altura de entrepisos

$$\Delta_i = \frac{Q_{V_{\text{total}}}}{R_i}$$

PARA NIVEL 1

DETALLE DE REFUERZO EN COLUMNA TIPO PARA LAS CINCO ALTERNATIVAS DE LOSAS

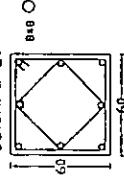


Estríbos para resistir la componente horizontal de fuerza de tensión en las barras longitudinales.

Detalle de refuerzo y sección de columnas en las cinco alternativas de losas

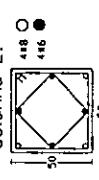
Sección y refuerzo para columna en losa de vigueta y bovedilla

Columna 21



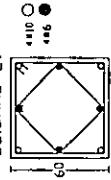
Sección y refuerzo para columna en losa aligerada encastrenada

Columna 21



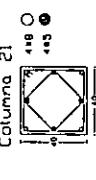
Sección y refuerzo para columna en losa plana.

Columna 21



Sección y refuerzo para columna en losa maciza con una viga y dos vigas intermedias

Columna 21



CAPITULO IV

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LAS LOSAS

4.1 LOSA MACIZA DE ENTREPISO PERIMETRALMENTE APOYADA CON UNA VIGA SECUNDARIA

CIMBRA

La cimbra se integra fundamentalmente por dos estructuras: cimbra de contacto y obra falsa.

La obra falsa requerida para esta losa es la siguiente:

- largueros, madrinas, puntales, contravientos, cuñas y rastras.

La cimbra de contacto: consiste en hojas de triplay.

Primer paso, se habilita la obra falsa seguida de ésta la cimbra de contacto; posteriormente se engrasa para facilitar el descimbrado cuando el concreto ha endurecido.

Segundo paso, se lleva a cabo la colocación y amarre del acero estructural de acuerdo a la separación que se señala en el diseño estructural de la losa.

Tercer paso, se calza el acero estructural con el propósito de que todo el fierro quede ahogado en el concreto.

Cuarto paso, se moja muy bien con agua la superficie de contacto.

Quinto paso, se vacía el concreto en el molde tomando éste la geometría requerida.

Sexto paso, se compacta muy bien el concreto con vibrador para que la losa no presente oquedades y con ello disminuyendo su resistencia y apariencia estética.

Séptimo paso, se realiza el curado del concreto

Octavo paso, descimbrar después de catorce días.

Para tableros de las dimensiones que trata este trabajo sin viga intermedia, resultaba una losa muy aperaltada, el peralte disminuyó con la inclusión de la viga secundaria.

Ventajas:

La geometría se vuelve versátil para poder cumplir con las especificaciones arquitectónicas viéndose esto restringido con elementos precolados.

Desventajas:

Frente a las ventajas antes citadas, esta losa requiere de cimbra en toda la superficie de todos los tableros con ello se incrementa el costo de la losa y el número de jornadas requeridas así mismo se dificulta el habilitado de cimbra por la presencia de trabes. A continuación se mencionan los materiales y mano de obra requeridas.

Para este tipo losa los materiales y mano de obra requeridos son los siguientes:

Materiales

- 1455 m² de cimbra por planta,
- 208 m³ de concreto por planta,
- 13 toneladas de acero estructural por planta.

- Mano de obra
- 13/jornada para corte y doblado de acero estructural, } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial
fierrero y 7 peones rinden 1 ton/jornada
 - 9/jornada para colocación y amarre } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7 peones rinden 1.5 ton/jornada
 - 120.45/jornada para habilitado de cimbra } 1 cuadrilla formada por: 0.4 de cable y 1 carpintero, 1 ayudante general y dos peones rinden 12.08 m² / jornada
 - 83/jornada para colocación de concreto } 1 cuadrilla formada por: 0.3 de cable, 1 oficial albañil, 1 ayudante general y un peón rinden 2.5m³/jornada

4.2 LOSA MACIZA DE ENTREPISO PERIMETRALMENTE APOYADA CON DOS VIGAS SECUNDARIAS

CIMBRA

Para esta losa se requiere la siguiente cimbra de contacto y obra falsa.

Para obra falsa, se requiere de los siguientes elementos:

- largueros, madrinas, puntales, contravientos, y rastras.

La cimbra de contacto: Consiste en hojas de triplay.

Primer paso. Se habilita la obra falsa y enseguida la cimbra de contacto, se engrasa muy bien la cimbra con diesel, se siguen los siete pasos anteriores que se describieron para la losa con una viga secundaria.

El objetivo de diseñar losa maciza con dos vigas secundarias fué el de observar que tanto se lograba bajar el peralte de la losa cuando se le adicionaba una viga intermedia más.

Ventajas:

La geometría se vuelve versátil para poder cumplir con las especificaciones arquitectónicas viéndose esto restringido con elementos precolados.

Desventajas:

Frente a las ventajas antes citadas, esta losa requiere de cimbra en toda la superficie de todos los tableros con ello se incrementa el costo de la losa y el número de jornadas requeridas así mismo se dificulta el habilitado de cimbra por la presencia de trabes. A continuación se mencionan los materiales y mano de obra requeridas.

- Materiales
- 1455 m² de cimbra por planta,
- 154 m³ de concreto por planta,
- 13 toneladas de acero estructural por planta.

Mano de obra

- 13/jornadas para corte y doblado de fierro } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero
y 7 peones rinden 1 ton/jornada
- 9/jornada para colocación y amarre. } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7
peones rinden 1.5 ton/jornada
- 120.45/jornadas para habilitado de cimbra } 1 cuadrilla formada por: 0.4 de cabo y
1 carpintero, 1 ayudante general y
dos peones rinden 12.08 m² / jornada
- 62/ jornadas para colocación de concreto } 1 cuadrilla formada por: 0.3 de cabo, 1
oficial albañil, 1 ayudante general y un
peón rinden 2.5m³/jornada

4.3 LOSA A BASE DE VIGUETA Y BOVEDILLA QUE TRABAJA EN UNA SOLA DIRECCIÓN

CIMBRA

La obra falsa que se requiere para este sistema de losa es la siguiente:

- Puntales, contraventos, rastras y cuñas.

La cimbra de contacto: esta se constituye de una tabla de 25 cm de ancho con 5 cm libres por lado para apoyo de la bovedilla.

Primer paso. Se habilita la obra falsa posteriormente la cimbra de contacto y se engrasa.

Segundo paso. Se lleva a cabo el armado de las viguetas.

Tercer paso. Se calza el acero estructural para que éste quede ahogado en el concreto de la mejor forma posible.

Quarto paso. Se moja con agua toda la superficie de contacto.

Quinto paso. Se procede a colocar a todo lo largo de las viguetas la bovedilla de cemento-arena.

Sexto paso. Se procede a colocar la malla electrosoldada sujetándola de la nervadura con alambre recosido.

Séptimo paso. Se vacía el concreto en el molde quedando así las nervaduras coladas monolíticamente con el firme de compresión y compactándolas con vibrador.

Octavo paso. Se procede a realizar el curado del concreto.

Noveno paso. Una vez que ha endurecido el concreto se descimbra.

Para tableros de las dimensiones a las que se refiere este trabajo, la vigueta se diseña para ser colada in-situ monolíticamente con el firme de compresión.

Ventajas:

Se puede cumplir parcialmente con las especificaciones arquitectónicas debido a que se restringe la versatilidad geométrica.

Desventajas:

La desventaja que se presenta en este tipo de losa es de que si las viguetas se cuelan en el piso se incrementa la cantidad de cimbra y se incrementa el costo por concepto de maniobras para colocar la vigueta, posteriormente en las vigas principales de apoyo. A continuación se mencionan la cantidad de materiales y mano de obra requeridos.

- Materiales
 - 19.76 toneladas de acero estructural por planta.
 - 134.9 m³ de concreto por planta.
 - 1536 m² de malla electrosoldada por planta.
 - 572.2 m² de cimbra de contacto y obra falsa por planta.

Mano de obra	} 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7 peones rinden 1 ton/jornada
- 19.76/jornada para corte y doblado de fierro.	
- 13.2/jornada para colocación y amarre.	} 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7 peones rinden 1.5 ton/jornada
- 47.37/jornada para habilitado de cimbra.	
54/jornada para la colocación de concreto en nervaduras y firme de compresión.	} 1 cuadrilla formada por: 0.4 de cabo y 1 carpintero, 1 ayudante general y dos peones rinden 12.08 m ² / jornada

4.4 LOSA ALIGERADA ENCASETONADA QUE SE APOYA SOBRE VIGAS.

CIMBRA

Esta losa requiere de los siguientes elementos para cimbra.

Obra falsa y cimbra de contacto.

Obra falsa la constituyen los siguientes elementos: largueros, madrinas, puntales, contravientos, cuñas y rastra.

La cimbra de contacto: esta constituida por hojas de triplay.

Primer paso. Se habilita la obra falsa posteriormente la cimbra de contacto.

Segundo paso. Engrasar la superficie con diesel.

Tercer paso. Se procede a armar las nervaduras.

Cuarto paso. Se calza el acero estructural con el fin de que quede perfectamente ahogado en concreto.

Quinto paso. Se moja muy bien la superficie con agua.

Sexto paso. Se colocan los casetones de poliestireno.

Séptimo paso. Se coloca la malla electrosoldada sujetándola de las nervaduras.

Octavo paso. Se vacia el concreto en el molde.

Noveno paso. Se procede a compactarlo con vibrador.

Décimo paso. Se realiza el curado del concreto.

Onceavo paso. Una vez que se ha endurecido el concreto se procede a descimbrar.

Para tableros como los que trata este trabajo, la losa aligerada permite salvar claros grandes sin vigas intermedias.

Ventajas:

La geometría se vuelve versátil de los colados que se hacen in-situ.

Desventajas:

Este tipo de losa requiere de una gran cantidad de cimbra para los tableros con los que cuenta la planta, lo cual la vuelve costosa ya que se incrementa su costo por el numero de jornadas requeridas así mismo se dificulta el habilitado de cimbra por la presencia de trabes principales de apoyo. A continuación se mencionan la cantidad de materiales y mano de obra requeridas.

- Materiales
 - 14.15 toneladas de acero estructural por planta.
 - 381 m^3 de concreto por planta.
 - 3456 piezas de poliestireno por planta.
 - 1536 m^2 de malla electrosoldada por planta.
 - 1487 m^2 de cimbra por planta.

- Mano de obra
 - 14.15/jornada para corte y doblado de fierro. } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7 peones rinden 1 ton/jornada
 - 9.43/jornada para colocación y amarre } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7 peones rinden 1.5 ton/jornada
 - 123.1/jornada para habilitado de cimbra } 1 cuadrilla formada por: 0.4 de cabo y 1 carpintero, 1 ayudante general y dos peones rinden 12.08 m^2 / jornada
 - 152.4/ jornada para colocación de concreto } 1 cuadrilla formada por: 0.3 de cabo, 1 oficial albañil, 1 ayudante general y un peón rinden 2.5m^3 /jornada

4.5 LOSA PLANA SIN VIGAS

CIMBRA

Para este tipo de losa la obra falsa la constituyen los siguientes elementos:

- largueros, madrinas, puntales, contravientos, cuñas y rastras.
- La cimbra de contacto esta constituida por hojas de triplay.

Primer paso. Se habilita la obra falsa y posteriormente la cimbra de contacto.

Segundo paso. Se engrasa la cimbra para el propósito citado en las losas anteriores.

Tercer paso. Se procede a armar las nervaduras.

Cuarto paso. Se calza el acero estructural con el fin de que quede perfectamente ahogado en concreto.

Quinto paso. Se moja muy bien la superficie de contacto con agua.

Sexto paso. Se procede a colocar los casetones de fibra de vidrio

Séptimo paso. Se coloca la malla electrosoldada amarrándola de las nervaduras con alambre recosido.

Octavo paso. Vaciar el concreto en el molde.

Noveno paso. Compactar el concreto con vibrador.

Décimo paso. Realizar el curado del concreto

Onceavo paso. Descimbrar después de 14 días.

Ventajas:

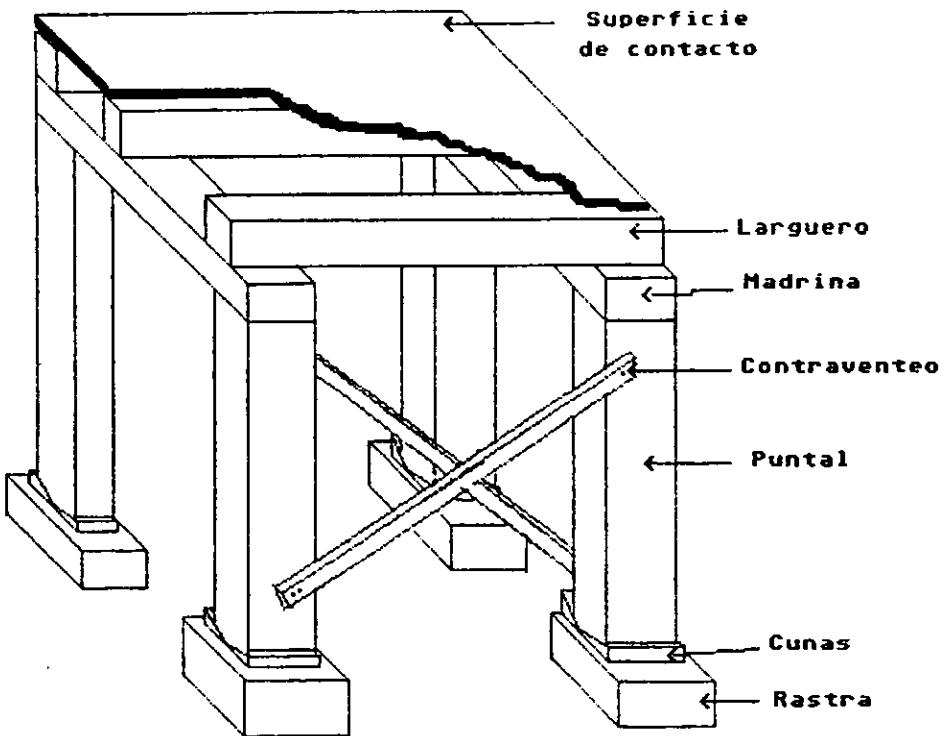
- a) Para una cierta altura libre de entrepiso se obtiene una altura total.
- b) La cimbra es más sencilla de colocar.
- c) Se facilita la colocación de ductos horizontales de las instalaciones ya que no hay el estorbo que ocasionan las vigas.

Desventajas:

La desventaja en este tipo de losa como las que se mencionan anteriormente, es que se requiere cimbra para todos los tableros y con ellos se incrementa el costo de la mano de obra.

- Materiales
 - 26.31 toneladas de acero estructural por planta.
 - 397 m³ de concreto por planta.
 - 2304 piezas de casetones de fibra de vidrio por planta.
 - 1536 m² de malla electrosoldada por planta.
 - 1600 m² de cimbra por planta.
- Mano de obra
 - 26.31/jornada para corte y doblado de fierro. } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7 peones rinden 1 ton/jornada
 - 17.54/jornada para colocación y amarre } 1 cuadrilla formada por: 1 oficial fierrero y 7 peones rinden 1.5 ton/jornada
 - 132.45/jornada para habilitado de cimbra } 1 cuadrilla formada por: 0.4 de cabo y 1 carpintero, 1 ayudante general y dos peones rinden 12.08 m² / jornada
 - 159/ jornada para colocación de concreto } 1 cuadrilla formada por: 0.3 de cabo, 1 oficial albañil, 1 ayudante general y un peón rinden 2.5m³/jornada

Elementos constitutivos de una cimbra



Este tipo de cimbra que se muestra en esta figura se utiliza para losa maciza con una viga intermedia y losa maciza con dos vigas intermedias.

Este tipo de cimbra también se utiliza para losa encasetonada con casetonas de poliestireno y para losa plana con casetonas de fibra de vidrio.

pza. hoja de triplay de 1.22 x 2.44m 19mm

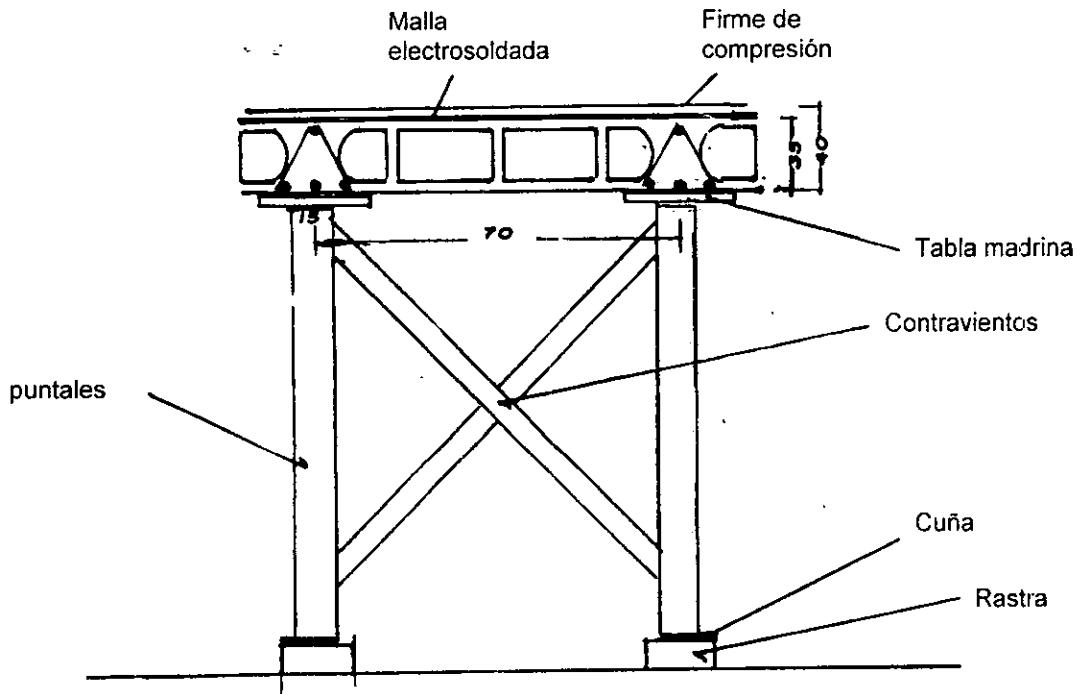
Duela de 3/4" x 4" x 8'

Clavo 3"

Polin 4" x 4" x 8 1/4'

Barrote 1 1/2 " x 4" x 8 1/4'

Elementos que constituyen la cimbra para nervaduras en losa a base de vigueta y bovedilla



Clavo 3"

Polin 4" x 4" x 8 1/4'

Barrote 1 1/2 " x 4" x 8 1/4'

Tabla de 3/4 " x 10" x 8 1/4'

CAPITULO V

COSTOS DE LAS LOSAS

5.1 CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA PARA ESCAVACIÓN Y ACARREO DE TIERRA

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)
Retroescavadora	H.E.	60	3,564	213,840	
Camiones	H.E.	60	22,176	1,330,560	

CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA PARA CONSTRUCCION DE PLANTILLA

Volumen de concreto	m ³	160	880.1	140,813.12
Colocación de concreto	Jornada	64	329.66	21,098.24
Bomba de agua	H.E.	8	47.60	380.08
Malacate	H.E.	8	61.61	492.91
Revolvedora	H.E.	8	48.22	385.76
Vibrador	H.E.	8	34.58	276.64
Cargo por herramienta	Jornada	8	15.47	123.76

CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA PARA LOSA DE CIMENTACION

Acero estructural	Ton	53.43	74,802	261,807.00
Volumen de concreto	m ³	640	1,890	1,209,600
Cimbra para encachetado	m ²	64	94.78	6,065.92
Alambre de amarre	Kg	400	12.6	5,034.4
Clavo	Kg	16	12.38	198.02
Mano de obra				
habilitado de cimbra	Jornada	5.3	394.32	2,089.92
Corte y doblado	Jornada	53.43	539.22	28,810.61
Colocación y amarre	Jornadas	35.62	711.53	25,209.30

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)
	Colocación de concreto	Jornadas	256	329.66	84,392.45
	Cargo por herramienta	Jornada	8	179.82	1,438.54
Diesel		Litros	16	4.69	75.04
	Costo de equipo				
	Malacate	H.E.	8	61.61	492.91
Vibrador	H.E.	8	34.59	276.75	

LOSA A BASE DE VIQUETA Y BOVEDILLA
CUANTIFICACION DE MATERIALES, MANO DE OBRA Y EQUIPO

Materiales					
Acero estructural	Ton	19.76	4,900.25	96,828.90	
Volumen de concreto	m ³	134.9	1,890	254,961.00	
Malla electrosoldada	m ²	1,536	12.38	19,009.54	
Cimbra en nervaduras	m ²	572.2	103.6	59,279.92	
Cimbra para fabricar nervaduras	m ²	1,850	14.00	25,900.00	
Curado para concreto	m ²	1,536	5.04	7,741.44	
Alambre de amaire	kg	127.05	9.30	1,182.2	
Clavos	kg	127.05	12.37	1,572.37	
Soldadura	Kg/jorn	35	45.96	1,608.61	
Diesel	Litros	143.05	4.69	670.91	
Bovedilla	piezas	10,560	19.10	201,653.76	
Mechudo	Piezas	1	35	35	
Mano de obra					
Habilitado de cimbra de contacto y obra falsa	Jornada	47.37	394.32	18,679.12	
Habilitado de cimbra para fabricar nervadura	Jornada	25.52	394.36	10,063.45	
Colado en nervaduras y firme de compresión	Jornada	54	329.66	17,801.56	
Corte y doblado de fierro	Jornada	19.76	707.73	13,985.44	
Colocación y amarre	Jornada	13.2	707.73	9,342.04	

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)
	Cuadrilla para soldar	Jornada	64	298.02	19,073.15
	Mano de obra para realizar curado	Jornada	12.72	96.61	1,228.88
	Peón para engrasar cimbra	Jornada	8/horas	12	96
	Colocación de bovedilla	Jornada	25.40	329.66	8,373.31
Equipo					
	Malacate	H.E.	8	61.61	492.91
	Vibrador	H.E.	8	34.60	276.75
	Planta de soldar	H.E.	8	1.75	14.00
	Cargo por herramienta	Jornada	8	94.24	753.91
LOSA PLANA CON CASETON DE FIBRA DE VIDRIO REMOVIBLE					
CAUTIFICACION DE MATERIALES, MANO DE OBRA Y EQUIPO					
Materiales					
	Acero estructural	Ton	26.31	4,895.21	128,788.01
	Volumen de concreto	m ³	397	1,890	750,330
	Casetones de fibra de vidrio	Piezas	2,304	18.62	42,900.48
	Malla electrosoldada	m ²	1.536	12.38	19,009.54
	Cimbra	m ²	1,600	169.47	271,152.00
	Curado para concreto	m ²	1.536	5.04	7,741.44
	Alambre de amarre	kg	384	12.60	4,833.02
	Clavos	kg	400	12.60	5,034.40
	Soldadura	Kg/jorn	35	45.96	1,608.81
	Diesel	Litros	400	4.69	1,876.00
	Mechudo	Piezas	1	35	35
Mano de obra					
	Colocación de concreto	Jornada	159	329.66	52,415.62
	Habilitado de cimbra	Jornada	132.45	394.32	52,228.21
	Corte y doblado de fierro	Jornada	26.31	707.73	18,620.32
	Colocación y amarre	Jornada	17.54	707.73	12,413.56

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)
	Cuadrilla para soldar	Piezas	64	298.02	19,073.15
	Realizar curado de concreto	Jornada	12.72	96.61	1,228.88
	Peón para engrasar cimbra	Jornada	8 horas	12	96
Equipo					
	Malacate	H.E.	8	61.61	492.91
	Vibrador	H.E.	8	34.60	276.75
	Planta de soldar	H.E.	8	1.75	14.00
	Cargo por herramienta	Jornada	8	94.24	753.91
LOSA ALIGERADA CON CASETON DE POLIESTIRENO INTEGRABLE					
CUANTIFICACION DE MATERIALES, MANO DE OBRA Y EQUIPO					
	Materiales				
	Aero estructural	Ton	14.15	4,884.07	69,109.6
	Volumen de concreto	m ³	381	1,890	720,090.0
	Bloques de poliestireno	Piezas	3,456	52.79	182,456.06
	Malla electrosoldada	m ²	1,536	12.38	19,009.54
	Cimbra	m ²	1,487.0	169.47	25,201.89
	Curado para concreto	m ²	1536	5.04	7,741.44
	Alambre de amarre	kg	384	12.59	4,833.08
	Clavos	kg	372	12.38	4,603.20
	Soldadura	Kg/jorn	35	45.96	1,608.67
	Diesel	Litros	372	4.69	1,745.00
	Mechudo	Piezas	1	35	35
	Mano de obra				
	Colocación de concreto	Jornada	152.4	329.66	50,239.88
	Habilitado de cimbra	Jornada	123.1	394.32	48,541.30
	Corte y doblado de fierro	Jornada	14.15	707.73	10,014.38
	Colocación y amarre	Jornada	9.43	707.73	6,676.25
	Cuadrilla para soldar	Piezas	64	298.02	19,073.3
	Realizar curado de concreto	Jornada	12.72	96.61	1,228.88

CLASIFICACIÓN	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)
	Colocación de poliestireno	Jornada	76.8	329.66	25,317.74
	Peón para engrasar cimbra	Jornada	8/horas	12	96
Equipo					
	Malacate	H.E.	8	61.61	492.91
	Vibrador	H.E.	8	34.60	276.75
	Plana de soldar	H.E.	8	1.75	14.00
	Cargo por herramienta	Jornada	8	94.24	753.91
CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA PARA LOSA MACIZA DE ENTREPISO CON UNA VIGA SECUNDARIA					
Materiales					
	Acero estructural	Ton	13	4,907.54	63,798
	Volumen de concreto	m ³	208	1,890	393,120
	Cimbra	m ²	1,455	169.47	246,577.80
	Curado para concreto	m ²	1,536	5.04	7,741.44
	Alambre de amarre	kg	384	12.58	4,833.08
	Clavos	kg	364	12.38	4,505.2
	Soldadura	Kg/jorn	35	45.96	1,608.67
	Diesel	Litros	364	4.69	1,707.2
	Mechudo	Piezas	1	35	35
Mano de obra					
	Colocación de concreto	Jornada	83	330.45	27,427.54
	Habilitado de cimbra	Jornada	120.5	394.32	47,516.04
	Corte y doblado de fierro	Jornada	13	707.73	9,200.5
	Colocación y amarre	Jornada	9	707.73	6,369.55
	Cuadrilla para soldar	Piezas	64	298.02	19,073.15
	Realizar curado de concreto	Jornada	12.72	96.61	1,228.88
	Peón para engrasar cimbra	Jornada	8/horas	12	96
Equipo					
	Malacate	H.E.	8	61.61	492.91

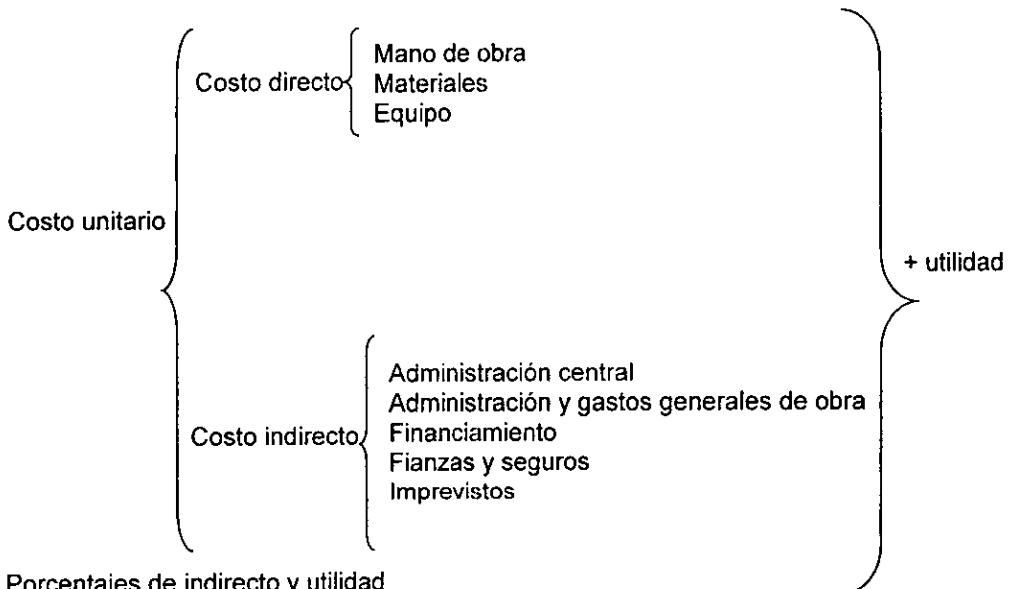
CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)
Vibrador	H.E.	8	34.60	276.75	
Planta de soldar	H.E.	8	1.75	14.00	
Cargo por herramienta	Jornada	8	94.24	753.91	
CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA PARA LOSA DE AZOTEA CON UNA VIGA SECUNDARIA					
Materiales					
Acero estructural	Ton	15	4,898.43	73,476.48	
Volumen de concreto	m ³	192	1,890	362,880	
Cimbra en losa	m ²	1.455	169.47	246,578.85	
Curado para concreto	m ²	1.536	5.04	7,741.44	
Alambre de amarre	kg	384	12.60	4,833.02	
Clavos	kg	364	12.38	4,505.2	
Soldadura	Kg/jorn	35	45.96	1,608.67	
Diesel	Litros	364	4.69	1,707.16	
Mechudo	Piezas	1	35	35	
Mano de obra					
Colocación de concreto	Jornada	77	329.66	25,383.82	
Habilitado de cimbra	Jornada	120.5	394.32	47,516.84	
Corte y doblado de fierro	Jornada	15	707.73	10,615.92	
Colocación y amarre	Jornada	10	707.73	7,077.30	
Cuadrilla para soldar	Piezas	64	298.02	19,073.15	
Realizar curado de concreto	Jornada	12.72	96.61	1,228.88	
Peón para engrasar cimbra	Jornada	8/horas	12	96	
Equipo					
Malacate	H.E.	8	61.61	492.91	
Vibrador	H.E.	8	34.60	276.75	
Planta de soldar	H.E.	8	1.75	14.00	
Cargo por herramienta	Jornada	8	94.24	753.91	

CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA PARA LOSA MACIZA DE ENTREPISO CON DOS VIGAS SECUNDARIAS

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)
Materiales					
Aero estructural	Ton	13	4,907.54	63,798.0	
Volumen de concreto	m ³	154	1,890	291,060.0	
Cimbra en losa	m ²	1,455	169.47	246,578.85	
Curado para concreto	m ²	1,536	5.04	7,741.44	
Alambre de amarre	kg	384	12.60	4,838.40	
Clavos	kg	364	12.38	4,506.32	
Soldadura	Kg/jorn	35	45.96	1,608.67	
Diesel	Litros	364	4.69	1,707.20	
Mechudo	Piezas	1	35	35	
Mano de obra					
Colocación de concreto	Jornada	62	329.66	20,438.80	
Habilitado de cimbra	Jornada	120.45	394.32	47,495.33	
Corte y doblado de fierro	Jornada	13	707.73	9,200.5	
Colocación y amarre	Jornada	9	707.73	6,369.57	
Cuadrilla para soldar	Piezas	64	298.02	19,073.15	
Realizar curado de concreto	Jornada	12.72	96.61	1,228.88	
Peón para engrasar cimbra	Jornada	8/horas	12	96	
Equipo					
Malacate	H.E.	8	61.61	492.91	
Vibrador	H.E.	8	34.60	276.75	
Planta de soldar	H.E.	8	1.75	14.00	
Cargo por herramienta	Jornada	8	94.24	753.91	

5.2 PRECIOS UNITARIOS

A grandes rasgos el costo unitario se integra con las siguientes actividades.



Porcentajes de indirecto y utilidad

Estos porcentajes se realizaron con la experiencia de empresas abocadas a este tipo de trabajos.

Traslado de equipo, construcción de oficinas, bodegas y talleres	2%
Administración de campo	4%
Caminos, campamentos, construcción y conservación	2%
Transporte de personal	3%
Bonificaciones	2%
Financiamiento	+ 3%
Seguros y fianzas	3%
Gastos de administración en oficinas centrales	5%
Utilidad después del impuesto	10%
Impuestos fiscales	6%
Imprevistos	2%
Porcentaje total de indirectos + utilidad =	40%

CONSIDERACIONES PARA LA INTEGRACIÓN DE SALARIO REAL

Días no laborables por descanso obligatorio 7.17 días de acuerdo al artículo 74 (Ley Federal del Trabajo).

Primero: Los trabajadores, de acuerdo con la ley tienen derecho a recibir como compensación a su trabajo los siguientes pagos mínimos:

❖ Por cuota diaria (artículo 83)	365 días
❖ Pro prima vacacional (artículo 76 y 80)	
❖ (0.25)(6 días de vacaciones mínimas)	1.5
❖ Por aguinaldo (artículo 87)	<u>15</u>
Suma	381.5 días

Segundo: También de acuerdo con la ley los trabajadores tienen derecho de descansar con goce de salario los siguientes días mínimos al año.

❖ Por séptimo día (artículo 69)	52 días (domingos)
❖ Por días festivos (artículo 74)	7.17
❖ Por vacaciones (artículo 76)	<u>6</u>
Suma	65.17 días

Tercero: De acuerdo con la experiencia y la política de cada constructor es necesario considerar también como inactivos algunos días del año durante los cuales el trabajador goza de su salario íntegro como puede ser:

❖ Por fiestas de costumbre	3 días
❖ Por enfermedad no profesional	1
❖ Por mal tiempo y otros	<u>2</u>
Suma	6 días

En resumen tenemos que los días pagados al trabajador son 381.5 días, realmente trabajados son: $365 - 71.17 = 293.83$ días

Días calendario: 365

Días pagados por año: 381.5

Días trabajados al año: 293.83

Podemos entonces determinar el valor de un coeficiente de incremento debido exclusivamente a prestaciones de la ley Federal del Trabajo que es:

$$\frac{381.5}{293.83} = 1.2984$$

Lo cual significa que al integrar el salario real del trabajador se deberá considerar un incremento del 29.84% sobre su salario base, por concepto de prestaciones de la Ley Federal del Trabajo.

INFONAVIT

Con el fin de proporcionar a los trabajadores habitaciones cómodas e higiénicas a un precio accesible, el primero de mayo de 1972 se creo el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los trabajadores (INFONAVIT).

El factor que por este concepto modifica la integración del salario real del trabajador, será:

$$\frac{(0.05)(381.5 \text{ días de salario ordinario})}{293.83} = 0.0649$$

Lo cual significa que al integrar el salario real del trabajador deberá de considerarse un incremento del 6.49% sobre su salario base por concepto de cuotas patronales al INFONAVIT.

En los concursos de obras públicas se dispone que en los análisis de precios unitarios no debe figurar el 5% del importe de las percepciones de los trabajadores que en términos del artículo 136 de la Ley federal del trabajo las empresas en su calidad de patrones están obligadas a aportar al Fondo nacional de la Vivienda, lo anterior significa en este caso que el ingeniero deberá considerar tales erogaciones del importe de su utilidad bruta.

SEGURO SOCIAL Y PRESTACIONES

Cálculo de las cuotas del IMSS aplicables al factor de salario real.

De acuerdo a la ley del IMSS en vigor a partir del primero de julio de 1997, a continuación se presenta el factor para salario mínimo y el factor para cada una de las categorías superiores al mínimo.

Peón

Salario mínimo general en el DF (SMGDF) = \$ 34.45
 Salario base de cotización (SBC) = \$ 44.73
 SBC = Salario diario integrado = días pagados/días laborados

CONCEPTO	CUOTA OBRERO - PATRONAL					
	PATRON	TIPO DE CUOTAS	%	\$	Ingreso > 3 SMG D.F.	Salario mínimo
Seguro por: Enfermedades y maternidad	Límite SBC veces de SMGDF (4)	Prestaciones en:	Salario mínimo %	\$		
	25	Especie (Art. 25 y 106)	1.05% x SBC	1.35%	\$ 0.41	
		Dinero (Art. 107)	15.20% x SMGDF (1)	15.20%	\$ 4.20	
			70% x 1% x SBC	0.91%	\$ 0.28	
Riesgos de trabajo (5)	25	Especie y dinero (Art. 71 y 72)	7.58875% x SBC	9.85%	\$ 3.00	
Invalidad y vida	16 (en 1999)	Dinero (Art. 147)	1.75% x SBC	2.27%	\$ 0.69	
Cesantía y vejez	16 (en 1999)	Dinero (Art. 168)	3.150% x SBC	4.10%	\$ 1.24	
Cuota obrero-patronal						
Seguro por: Guarderías	Límite SBC veces de SMGDF (4)	Prestaciones en:	Salario mínimo %	\$		
	25	Especie (Art. 211)	1.0% x SBC	1.3%	\$ 0.39	
Retiro	25	Dinero (Art. 168 F.I.)	2.0% x SBC	2.6%	\$ 0.79	
Infonavit	16	Igual IMSS (en 1999)	5.0% x SBC	6.49%	\$ 1.97	
APLICABLE AL FSR PARA OBRA PRIVADA	DE IND. Y CULTIDAD EN O.P.	DESPUES				

YESERO

CONCEPTO			CUOTA OBRERO - PATRONAL		
CONCEPTO			TRABAJADOR		
Seguro por:	Límite SBC veces de SMGDF (4)	Prestaciones en:	Salario mínimo %	Salario mínimo \$	Ingreso > 3 SMG D.F.
Enfermedades y maternidad	25	Especie (Art. 25 y 105)	1.05 % x SBC	1.36 %	\$ 0.56 (2) 6% x (SBC-3 SMG DF)
		Dinero (Art. 107)	15.20 % x SMGDF (1) 15.20% (SBC/SMY)	10.04%	\$ 4.20
			70% x 1% x SBC	0.91%	\$ 0.37
Riesgos de trabajo (5)	25	Especie y dinero (Art. 71 y 72)	7.58675% x SBC	9.85%	\$ 4.04
Invalidez y vida	16 (en 1999)	Dinero (Art. 147)	1.75% x SBC	2.27%	\$ 0.93
Cesantia y vejez	16 (en 1999)	Dinero (Art. 168)	3.150% x SBC	4.10%	\$ 1.68
Cuota obrero-patronal				27.53%	\$ 11.73
Seguro por:	Límite SBC veces de SMGDF (4)	Prestaciones en:	Salario mínimo %	\$	
Guarderías	25	Especie (Art. 211)	1.0% x SBC	1.3%	\$ 0.39
Retiro	25	Dinero (Art. 168 F.)	2.0% x SBC	2.6%	\$ 0.79
Infonavit	16	Dinero Igual IMSS (en 1999)	5.0% x SBC	6.49% *	\$ 1.97

SALARIOS		OFICIOS	SALARI O BASE	FACTOR DE SALARIO REAL	SALARIO REAL
1.-Peón		34.45	1.7292	59.57	
2.-Oficial de albañilería		49.63	1.6727	83.02	
3.- Carpintería de obra negra		46.30	1.6794	77.76	
4.-Oficial colocador de mosaicos y azulejos		53.90	1.6604	89.50	
5.- Yesero en construcción de edificios y casas habitación		52.15	1.6676	86.96	
6.-Fierrero en construcción		48.77	1.6726	81.57	
7.-Chofer de camión de carga en general		50.85	1.6702	84.93	
8.-Chofer de camioneta de carga en general		49.28	1.6735	82.47	
9.- Oficial electricista instalador de instalaciones eléctricas		48.51	1.6751	81.26	
10.-Encargado de bodega y/o almacén		47.43	1.6776	79.57	
11.-Oficial de herrería		47.88	1.6762	80.26	
12.-oficial pintor de casas, edificios y construcciones en general.		47.88	1.6766	80.27	
13.-Oficial plomero en instalaciones sanitarias.		49.64	1.6727	83.03	
14.-Soldador con soplete o con arco eléctrico		49.10	1.6738	82.20	
15.-Velador		43.96	1.6863	74.13	
16.-Operador equipo pesado		75.90	1.6362	127.20	
17.-Operador equipo mediano		65.80	1.6468	107.66	
18.-Operador equipo ligero		54.45	1.6468	89.67	
19.-Cargador		38.40	1.6734	64.26	
20.-Cabo		56.15	1.6625	93.35	
21.-Ayudante general		38.75	1.6023	62.10	

Los presentes salarios se encuentran actualizados al 31 de diciembre de 1999.

DETERMINAR EL PRECIO UNITARIO DEL EQUIPO UTILIZADO EN LA EXCAVACIÓN DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

1)Retroescavadora por 7.5 días y 8 horas/Jornada

$$(318.16)(8) = 2545.28/\text{día}$$

$$2,545.28(60 \text{ he}) = \$ 152,716.8$$

Costo directo = 152,716.8

40% de indirectos y utilidad = 61,123.2

Precio unitario 213,840.0

2)Determinar el costo directo de la flotilla de 22 camiones por 7.5 días y 8 horas/Jornada.

$$90.00(8) = \$720.00$$

$$(720)(22) = \$15,840.00$$

$$(15840)(60 \text{ he}) = \$950,400.00$$

Costo directo = 950,400.00

40% de indirectos y utilidad = 380,160.00

Precio unitario \$1,330,560.00

Costo total = \$1,330,560.00

Por excavación y acarreo de material	<u>\$ 213,840.00</u>
	\$1,544,400.00

PRECIO UNITARIO

CANTIDADES DE MATERIALES PARA LA PLANTILLA DE CIMENTACIÓN

La losa mide 40m x 40 m con un espesor de 10 cm.

Volumen = (40)(40)(0.10) = 160 m³

Utilizando concreto con una $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días y tamaño de agregado máximo de 38.1 mm (1 $\frac{1}{2}$ ").

Arena 0.217 m³

Grava 0.170 m³

Cemento 0.280 m³

Aqua 0.210 m³

Cálculo de volúmenes

Arena 0.271(160) = 43.36 m³

Grava 0.170(160) = 27.20 m³

Cemento 0.280(160) = 44.80 m³

Aqua 0.210(160) = 33.60

Costo de los materiales unidad

Arena \$72.46 m³

Grava \$72.46 m³

Cemento \$1200 ton

Aqua \$ 40.00 m³

Costo de la losa con los materiales

Arena = 0.4336(72.46) = \$ 31.42

Grava 0.2720(72.46) = \$ 19.71

Cemento = 0.4480(1200) = \$537.60

Agua = 0.3360(40.00) =	<u>\$ 13.44</u>
	\$602.17

CARGO POR HERRAMIENTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.

- 1) Costo de mano de obra formada para colocar concreto formada por:

	costo (\$)
0.3 cabos =	\$31.12
1 albañil =	\$83.02
1 ayudante gral. =	\$62.10
1 peón =	<u>\$59.23</u>
Total	\$235.47

Determinar cargo por herramienta

$$\underline{235.47} \quad = (94.20)(1.02\%) \quad = \$ 96.10$$

Rendimiento 2.5 m³/jorn

- 2) Costo de mano de obra para elaborar formas para concreto formada por:

	costo (\$)
0.4 cabos =	\$23.34
1 carpintero =	\$77.76
1 ayudante gral. =	\$62.10
2 peones =	<u>\$118.46</u>
Total	\$281.66

Determinar cargo por herramienta

$$\underline{281.66} \quad = (23.32)(1.02\%) \quad = \$ 23.80$$

Rendimiento 12.08 m²/jorn

- 3) Costo de mano de obra para la cuadrilla formada por 1 fierriero y 7 peones para cortar y doblar.

	costo (\$)
0.1 cabos =	\$ 9.34
1 fierriero =	\$ 81.57
7 peones =	<u>\$414.61</u>
Total	\$505.52

Determinar cargo por herramienta

$$\underline{505.52} \quad = (505.52) (1.02\%) \quad = \$ 515.63$$

Rendimiento 1ton /jorn

- 4) Costo de mano de obra para la cuadrilla formada por 1 fierrero y 7 peones y amarrar fierro rinden 1.5 ton/jorn.

	costo (\$)
0.1 cabos =	\$ 9.34
1 fierrero =	\$ 81.57
7 peones =	<u>\$414.61</u>
Total	\$505.52

Determinar cargo por herramienta

$$\underline{505.52} \quad = (337.01)(1.02\%) = \$ 343.75$$

Rendimiento 1.5ton/jorn

- 5) Costo de mano de obra de la cuadrilla para soldar barras, rinden 4.5 piezas/jornada formada por:

	costo (\$)
0.1 cabos =	\$ 9.34
1 fierrero =	\$ 81.57
1 ayudante gral. =	\$ 62.10
1 peón =	<u>\$ 59.23</u>
Total	\$212.87

- 6) (8barras)(columna)(36 columnas) = 288 barras

$$\underline{288 \text{ barras}} \quad = (64 \text{ jorn}) (212.87) = \$ 13,623.68$$

Rendimiento 4.5 piezas/jorn

Determinar cargo por herramienta

$$\underline{212.87} \quad = (47.30)(1.02\%) = \$ 48.25$$

Rendimiento 4.5 piezas/jorn

COSTO DE LA MANO PARA LA PLANTILLA DE CIMENTACIÓN

Volumen total = 160 m³

602.73(160) = \$96364.80

Mano de obra en la construcción de plantilla para recibir losa de cimentación.

0.3 cabos	31.42
1 albañil	83.02
1 ayudante general	62.10
1 peón	<u>59.23</u>
	235.77

- 4) Costo de mano de obra para la cuadrilla formada por 1 fierrero y 7 peones y amarrar fierro rinden 1.5 ton/jorn.

	costo (\$)
0.1 cabos =	\$ 9.34
1 fierrero =	\$ 81.57
7 peones =	<u>\$414.61</u>
Total	\$505.52

Determinar cargo por herramienta

$$\frac{505.52}{\quad} = (337.01)(1.02\%) = \$ 343.75$$

Rendimiento 1.5ton/jorn

- 5) Costo de mano de obra de la cuadrilla para soldar barras, rinden 4.5 piezas/jornada formada por:

	costo (\$)
0.1 cabos =	\$ 9.34
1 fierrero =	\$ 81.57
1 ayudante gral. =	\$ 62.10
1 peón =	<u>\$ 59.23</u>
Total	\$212.87

- 6) (8barras)(columna)(36 columnas) = 288 barras

$$\frac{288 \text{ barras}}{\quad} = (64 \text{ jorn}) (212.87) = \$ 13,623.68$$

Rendimiento 4.5 piezas/jorn

Determinar cargo por herramienta

$$\frac{212.87}{\quad} = (47.30)(1.02\%) = \$ 48.25$$

Rendimiento 4.5 piezas/jorn

COSTO DE LA MANO PARA LA PLANTILLA DE CIMENTACIÓN

$$\begin{aligned} \text{Volumen total} &= 160 \text{ m}^3 \\ 602.73(160) &= \$96364.80 \end{aligned}$$

Mano de obra en la construcción de plantilla para recibir losa de cimentación.

0.3 cabos	31.42
1 albañil	83.02
1 ayudante general	62.10
1 peón	<u>59.23</u>
	235.77

4) Costo de cimbra para encachetado
 $(40)(4) = 64 \text{ m}^2(67.7) = \$4,332.80$

5) Clavo de 2 $\frac{1}{2}$, $(0.25 \text{ kg})(64) = 16 \text{ kg}$
 $(16\text{kg})(8.84) = \$ 141.44$

6) Cuantificación de diesel para encachetado de cimbra 64m^2
 $(0.25 \text{ L})(64) = 16 \text{ L}$
 $16(3.35) = \$53.60$

7) Costo de equipo

Bomba de agua	34.00(8 horas/Jornada)	\$272.00
Vibrador	24.00(8 horas/Jornada)	\$197.60
Total		\$469.60

COSTO DE MANO DE OBRA REQUERIDA PARA FABRICAR LOSA DE CIMENTACIÓN:

Corte y doblado de fierro.- 1 fierrero y 7 peones rinden 1 tonelada por día.

Costo por jornada

7 peones	\$59.23 por peón	= \$414.61
0.1 cabo		= \$ 9.34
1 fierrero	81.57	= \$ 81.57
		\$ 505.52 por jornada

1) Determinar número de jornadas para colocación de concreto

640 m³ = (256 jornadas \times 235.47) = \$ 60,280.32
 Rendimiento 2.5 m³/jorn

2) Determinar número de jornadas para corte y doblado de acero estructural
 $53.43 \text{ ton } (\$ 505.52) = \$ 27,009.94$

3) Determinar el número de jornadas para colocación y amarre de acero estructural.

53.43 ton = (35.62 jornadas) (505.52)= \$ 18,006.63
 Rendimiento 1.5 ton/jorn

4) Determinar el número de jornadas para realizar habilitado de cimbra.

64 m² = (5.3 jornadas \times 281.66)= \$ 1,492.80
 Rendimiento 12.08 m²/jorn

COSTO TOTAL DE LOSA DE CIMENTACIÓN

COSTO DE MATERIALES

Acero estructural	\$187,005.00
Volumen de concreto	\$864,000.00
Cimbra para encachetado	\$ 4,332.80
Alambre de amarre	\$ 3,596.00
Clavo 2 ½	\$ 141.44
Diesel para engrasar cimbra	\$ 53.60
Total	\$1,059,128.84

COSTO DE MANO DE OBRA

Colocación de concreto	\$60,280.32
Corte y doblado de acero estr.	\$27,009.94
Colocación y amarre de acero estr.	\$18,006.63
Habilitado de cimbra	\$ 1,492.80
Total	\$106,789.69

COSTO DE EQUIPO = 469.60

Costo directo	\$1,166,388.13
40% de indirectos y utilidad	<u>466,555.25</u>
Precio unitario	\$1,632,943.38

LOSA A BASE DE VIGUETA Y BOVEDILLA CON VIGAS PRINCIPALES DE APOYO PARA 24 TABLEROS CON LOS QUE CUENTA LA ESTRUCTURA EN UN NIVEL, INCLUYE GANCHOS Y TRANSLAPE.

1)

Para		Piezas	Peso ton.	Costo (\$)
24	varilla #8	192	9.151	32,028.5
	varilla #5	183	3.426	11,991.0
	varilla #3	363	2.423	8,480.5
	varilla #2.5	1,033	4.761	16,663.5
Tableros	Total		19.76	69,163.5

2) Cuantificación de cimbra para 24 tableros, cimbra en nervaduras.

1 tabla madrina de (0.25 m)(7.7 m)(11 viguetas)(24 tableros) incluye puntales y contravientos = 508.2 m² (\$74) = \$37,606.8

Cuantificación de cimbra para cachetes

(40)(4)(0.4) = 64 m² de cachetes

64 m² (\$74) = \$4,736

Cuantificación de cimbra para fabricar nervaduras

$$\begin{aligned} 1 \text{ tabla de } 0.15 \text{ m (7.7m)(11 viguetas)(24 tableros)} &= 305 \text{ m}^2 \\ 2 \text{ tablas de } 0.38 \text{ m (7.7m)(11 viguetas)(24 tableros)} &= \frac{1,545 \text{ m}^2}{1,850 \text{ m}^2} \\ (1,850 \text{ m}^2)(\$10) &= \$18,500 \end{aligned}$$

3) Costo de bovedilla (ancho 20 cm), se requieren 440 piezas por tablero.

10,560 piezas en total

Costo por pieza = \$ 13.64

$$(10,560)(13.64) = \$ 144,038.40$$

4) Costo del concreto en viga y firme de compresión

$$1 \text{ vigueta } \frac{(0.15)(0.38)}{2} (7.7) = 0.22 \text{ m}^3$$

$$11 \text{ viguetas} = 2.42 \text{ m}^3(24 \text{ tableros}) = 58.1 \text{ m}^3$$

$$\text{Firme de compresión } 1,536(0.05) = \frac{76.8 \text{ m}^3}{134.9 \text{ m}^3}$$

5) Costo del concreto para 24 tableros

$$134.9(1,350) = \$182,115.00$$

Malla electrosoldada, se requieren 1,536 m²

$$\text{Costo por m}^2 = 8.84 \text{ m}^2 = \$13,578.24$$

6) Costo de materiales para curado de concreto. (\$3.60 m²)(1,536 m²) = 5,529.6

Cuantificación de diesel para cimbra de contacto

$$(0.25 \text{ L/m}^2)(572.2 \text{ m}^2) \text{ de cimbra de contacto} = 143.05 \text{ litros}$$

7) Costo = (143.05)(\$3.35) = \$ 479.22

Cuantificación de clavo para cimbra de 2 ½ , 0.25 kg/m² (508.2 m²) = 127.05 kg

8) Costo = (127.05)(8.84) = \$1,123.12

Cuantificación de alambre recosido para amarrar 0.25kg/m² (508.2 m²)= 127.05kg.

9) Costo = 127.05 kg (8.99) = \$ 1,142.2

Determinar costo de mano de obra requerida para losa a base de vigueta y bovedilla.

10) Mano de obra para colar vigueta y firme de compresión.

$$134.9/2.5 = 54/J(235.47) = \$12,715.4$$

11) Mano de obra requerida para habilitar cimbra: obra falsa y cimbra de contacto y cachetes

$$\frac{572.2 \text{ m}^2}{\text{Rendimiento } 12.08 \text{ m}^2/\text{jorn}} = (47.37 \text{ jornadas })(281.66) = \$ 13,342.23$$

12) mano de obra para habilitar cimbra para fabricar viguetas

$$\frac{1850 \text{ m}^2}{\text{Rendimiento } 72.48 \text{ m}^2/\text{jorn}} = (25.52 \text{ jornadas}) (281.66) = \$ 7,188.18$$

Rendimiento 72.48 m²/jorn

13) mano de obra requerida para colocar nervaduras, bovedilla y malla electrosoldada

$$\frac{508.2 \text{ m}^2}{\text{Rendimiento } 20 \text{ m}^2/\text{jorn}} = (25.40 \text{ jornadas}) (235.47) = \$ 5,983.30$$

Rendimiento 20 m²/jorn

Costo de mano de obra requerida para corte y doblado de fierro estructural.

$$\frac{19.76 \text{ ton}}{\text{Rendimiento } 1 \text{ ton/jorn}} = (19.76 \text{ jornadas}) (505.52) = \$ 9,989.6$$

Rendimiento 1 ton/jorn

Costo de mano de obra requerida para colocación y amarre de acero estructural

$$\frac{19.76 \text{ ton}}{\text{Rendimiento } 1.5 \text{ ton/jorn}} = (13.2 \text{ jornadas}) (505.52) = \$ 6,672.86$$

Rendimiento 1.5 ton/jorn

Mano de obra requerida para realizar curado de concreto formado por:

$$0.1 \text{ cabo} = \$ 9.34$$

$$1 \text{ peón} = \$ 59.23$$

$$\text{Total} = \$ 68.57$$

Determinar costo de mano de obra para realizar curado de concreto

$$\frac{1536 \text{ m}^2}{\text{Rendimiento } 120 \text{ m}^2/\text{jorn}} = (12.8 \text{ jornadas}) (68.57) = \$ 877.77$$

Rendimiento 120 m²/jorn

Determinar el costo de la cuadrilla para soldar barras.

$$(8 \text{ barras})(\text{columna})(36 \text{ columnas}) = 288 \text{ barras}$$

$$\frac{288 \text{ barras}}{\text{Rendimiento } 4.5 \text{ piezas/jorn}} = (64 \text{ jorn}) (212.87) = \$ 13,623.68$$

Rendimiento 4.5 piezas/jorn

COSTO DE MATERIALES

Bovedilla	\$ 144,038.40
Acero estructural	\$ 69,163.50
Concreto para vigas y firme de compresión	\$ 182,115.00
Cimbra de contacto y obra falsa	\$ 42,342.80
Cimbra para fabricar viguetas	\$ 18,500.00
Malla electrosoldada	\$ 13,578.24
Curado para concreto	\$ 5,529.60
Alambre	\$ 1,142.20
Clavo	\$ 1,123.12
Soldadura	\$ 1,149.15
Diesel	\$ 479.22
Mechudo	\$ 25.00
Costo total	\$ 479,186.23

COSTO DE MANO DE OBRA

Colocación de bovedilla	\$ 5,983.30
Colocación de viguetas y firme	\$12,715.40
Habilitado de cimbra de contacto y obra falsa	\$13,342.23
Habilitado de cimbra para fabricar nervaduras	\$ 7,188.18
Corte y doblado de fierro	\$ 9,989.60
Colocación y amarre	\$ 6,672.86
Cuadrillas para soldar barras	\$13,623.68
Realizar curado de concreto	\$ 877.77
Peón /jornada para engrasar cimbra	\$ 59.23
Costo total	\$70,452.25

COSTO DE EQUIPO

Malacate	\$352.08
Vibrador	\$197.60
Planta de soldar	\$ 10.00
Total	\$559.68

Cargo por herramienta

Albañilería	\$ 96.10
Carpintería	\$ 23.80
Corte y doblado	\$ 515.63
Colocación y amarre	\$ 343.75
Cuadrilla para soldar	\$ 48.25
Total	\$1,027.53

Costo directo = \$ 551,225.69

40% de indirectos + utilidad = \$ 220,490.27

Precio unitario = \$ 771,715.96

SISTEMA DE LOSA PLANA SIN VIGAS

- 1) Cuantificación de acero en franjas de columna y nervaduras de franjas centrales, incluyen ganchos y traslapes.

Cuantificación del acero (mano de obra habilitado y armado, ganchos, desperdicios, etc.)			
	Pieza	Peso ton.	Costo (pesos)
Varilla #8 1"	105	4.99	17,469.66
Varilla #6	168	4.7764	16,717.43
Varilla #5	149	1.786	6,251.00
Varilla #4	699	8.3533	29,236.55
Varilla #3	441.3	2.9495	10,323.25
Varilla #2.5	749	3.4553	12,093.55
Total		26.31	91,991.44

- 2) Casetón de fibra de vidrio, renta por 10 días incluye transporte, acarreo, material y equipo.

Casetón pieza de (60)(60)(38 cm de altura)

96 piezas por tablero(24 tableros) = 2,304 piezas

(2,304)(1.33) = \$ 3,064.32

\$3,064.32 (10 días de renta) = \$30,643.20

- 3) Cuantificación de cimbra para losa.

Superficie (40m)(40m) = 1,600 m² - 64 m² = 1,536 m²

Cantidad	Costo por m ²	Costo Total (\$)
1,536 m ²	121.05	185,932.80
Encachetado (40)(4)(0.4) = 64 m ²	121.05	7,747.20
Total		193,680.00

- 4) Cuantificación de concreto.

Tableros de (8m)(8m)

Volumen de concreto por tablero

(8)(8) (0.40) - ((72)(0.6)(0.6)(0.35)) = 16.53 m³

16.53 m³ (24 tableros) = 397 m³

(397 m³)9 (1,350 costo / m³) = 535,950.00

- 5) Cuantificación de clavo para cimbra de 2 ½, 0.25 kg/m² (1600 m² de superficie)

= 400 kg.

(400 kg)(8.84) = \$ 3,536

- 6) Cuantificación de alambre de amarre

(0.25 kg/m²)(1536 m²) = 384 kg.

384 kg(8.99) = \$3,452.20

- 7) Soldadura

35 kg(8 horas/Jornada)

35 kg(32.83) = 1,149.15

- 8) Diesel

(0.25 L/m²)(1600 m²) = 400 L.

400 L(3.35) = \$1,340

- 9) Curado para concreto

\$3.60)(1536 m²) = \$ 5,529.60

10) 1 mechudo = \$25.00

11) malla electrosoldada = \$ 13,578.24

COSTO DE MANO DE OBRA PARA LOSA PLANA

Albañilería

1) Jornadas requeridas para colocación del concreto.

$$\frac{3.97 \text{ m}^3}{\text{Rendimiento } 2.5 \text{ m}^3/\text{jorn}} = (159 \text{ jornadas}) (235.47) = \$ 37,439.73$$

Rendimiento 2.5 m³/jorn

Carpintería

2) Jornadas requeridas para elaborar formas para la colocación del concreto y cachetes.

$$\frac{1600 \text{ m}^2}{\text{Rendimiento } 12.08 \text{ m}^2/\text{jorn}} = (132.45 \text{ jornadas})(281.66) = \$ 37,305.90$$

Rendimiento 12.08 m²/jorn

3) Fierreros: corte y doblado de acero estructural.

26.31 ton (505.52/jornada) = \$ 13,300.23

4) Fierreros: Para colocación y amarre de acero estructural.

$$\frac{26.31 \text{ ton}}{\text{Rendimiento } 1.5 \text{ ton/jorn}} = (17.54 \text{ jornadas})(505.52) = \$ 8,866.83$$

Rendimiento 1.5 ton/jorn

5) (8 barras)(columna)(36 columnas) = 288 barras

Determinar numero de jornadas para soldar.

$$\frac{288 \text{ barras}}{\text{Rendimiento } 4.5 \text{ piezas/jorn}} = (64 \text{ jornadas})(212.87) = \$ 13,623.68$$

Rendimiento 4.5 piezas/jorn

6) Determinar el numero de jornadas para realizar curado de concreto, cuadrilla compuesta por:

0.1 cabo \$ 9.34

1 peón \$ 59.23

Total \$ 68.57

COSTO DE MATERIALES

Malla electrosoldada	\$ 13,578.24
Concreto para losa	\$ 535,950.00
Cimbra	\$ 193,680.00
Acero estructural	\$ 91,991.44
Casetón de fibra de vidrio	\$ 30,643.20
Curado para concreto	\$ 5,529.60
Clavo para cimbra	\$ 3,536.00
Alambre de amarre	\$ 3,452.20
Soldadura	\$ 1,149.15
Diesel	\$ 1,340.00
Mechudo	\$ 25.00
Costo total	\$ 880,874.79

COSTO DE MANO DE OBRA

Colocación de concreto	\$37,439.73
Carpintería	\$37,305.90
Corte y doblado de acero estr.	\$13,300.23
Colocación y amarre de acero estr.	\$ 8,866.83
Cuadrilla para soldar	\$ 13,623.68
Realizar curado de concreto	\$ 877.77
Peón para engrasar cimbra	\$ 59.23
Costo total	\$111,473.37

COSTO DE EQUIPO

Malacate	\$352.08
Vibrador	\$197.60
Planta de soldar	\$ 10.00
Total	\$559.68

Cargo por herramienta \$1,027.53

Costo directo = \$ 993,935.21

40 % de indirectos y utilidad = \$ 397,574.10

precio unitario \$1,391,509.31

SISTEMA DE LOSA ALIGERADA ENCASETONADA CON VIGAS PRINCIPALES DE APOYO

Cuantificación de acero estructural

1) Acero a flexión en nervaduras para 24 tableros.

	Piezas	Peso (ton)	Costo (\$)
Varilla #4	732	8.751	30,628.5
Varilla #2.5	1,170	5.353	18,735.5
Total		14.15	49,364.0

2) Cuantificación de cimbra de contacto y obra falsa.

7.70(7.70)(24 tableros) = \$ 1,423 m²

1423 m²(121.05) = \$172,254.50

Cimbra para encachetado, (40)(40)(0.40) = 64 m²

64 m²(121.05) = \$ 7,747.20

 \$180,001.70

3) Cuantificación de concreto para losa, tableros de (8)(8)(0.35) -

((72.55)(0.55)(0.30) = 15.87 m³

15.87 m³ (24 tableros) = 381 m³ de concreto

381 m³ (1,350 costo m³) = \$ 514,350.00

4) malla electrosoldada = costo \$13,578.24

5) Cuantificación de clavo para cimbra de contacto y obra falsa de $2 \frac{1}{2}$
 $(0.25 \text{ kg/m}^2)(1,487 \text{ m}^2 \text{ de cimbra}) = 372 \text{ kg}$
 $372 (8.84) = \$3,288.48$

6) Cuantificación de alambre de amarre
 $(0.25 \text{ kg/m}^2)(1,536 \text{ m}^2 \text{ de cimbra}) = 384 \text{ kg}$
 $384 (8.99) = \$3,452.2$

7) Cuantificación de diesel para engrasar cimbra de contacto
 $(0.25 \text{ L/m}^2)(1,487 \text{ m}^2 \text{ de cimbra}) = 372 \text{ kg}$
 $372 (3.35) = \$1,246.2$

8) Curado para concreto
 $\$ 3.60 \text{ m}^2 \quad 1,536(3.60) = \$5,529.60$

9) Cuantificación de poliestireno
144 bloques por tablero
 $(144 \text{ piezas})(24 \text{ tableros}) = 3,456 \text{ piezas}$
 $3456 \text{ piezas (37.71 por pieza)} = \$130,325.76$

10) Soldadura
0.35 kg 8 horas/jornada
 $35 \text{ kg/Jornada}(32.83) = \1149.15

11) 1 mechudo = \$ 25.00

Cuantificación de mano de obra para losa aligerada encasetonada

1) Determinar el número de jornadas para corte y doblado de fierro.
 $14.15 \text{ ton} (\$505.52) = \$ 7,153.11$

2) Determinar el número de jornadas para colocación y amarre de fierro
 $14.15 \text{ ton} = (9.43 \text{ jornadas })(505.52) = \$ 4,767.05$

Rendimiento 1.5 ton/jorn

3) Determinar el número de jornadas para la colocación del concreto
 $381 \text{ m}^3 = (152.4 \text{ jornadas })(235.47) = \$ 35,885.63$

Rendimiento 2.5 m³/jorn

4) Determinar el número de jornadas requeridas de carpintería para obra falsa y
cimbra de contacto.

$1487 \text{ m}^2 = (123.1 \text{ jornadas })(281.66) = \$ 34,672.35$

Rendimiento 12.08 m²/jorn

5) Determinar el numero de jornadas para realizar curado de concreto.

$$\underline{1536 \text{ m}^2} = (12.80 \text{ jornadas}) (68.57) = \$ 877.77$$

Rendimiento 120 m²/jorn

6) Determinar el numero de jornadas requeridas para colocar poliestireno y malla.

$$\underline{1536 \text{ m}^2} = (76.80 \text{ jornadas}) (235.47) = \$ 18,084.10$$

Rendimiento 20 m²/jorn

7) Cuadrilla para soldar = \$ 13,623.68

8) 1 peón / jornada de 8 horas para engrasar cimbra = \$ 59.23

COSTO DE MATERIALES

Cimbra de contacto y obra falsa	\$ 180,001.35
Blokes de poliestireno	\$ 130,325.76
Concreto para losa	\$ 514,350.00
Acero estructural	\$ 49,364.00
Malla electrosoldada	\$ 13,578.24
Clavo para cimbra	\$ 3,288.48
Alambre de amarre	\$ 3,452.20
Diesel para engrasar	\$ 1,246.20
Curado para concreto	\$ 5,529.60
Soldadura	\$ 1,149.15
Mechudo	\$ 25.00
Costo total	\$ 902,309.98

COSTO DE MANO DE OBRA

Colocación de concreto	\$35,885.63
Habilitado de cimbra	\$34,672.35
Colocación de poliestireno y malla	\$18,084.10
Cuadrilla para soldar	\$13,623.68
Corte y doblado de acero estruct.	\$ 7,153.11
Colocación y amarre de fierro	\$ 4,767.05
Peón 1/Jornada/8 horas para engrasar	\$ 59.23
Mano de obra para realizar curado de concreto	\$ 877.77
Costo total	\$115,122.92

COSTO DE EQUIPO

Malacate	\$352.08
Vibrador	\$197.60
Planta de soldar	\$ 10.00
Total	\$559.68
Cargo por herramienta	\$1,027.53

Costo directo	\$ 1,019,020.11
40% de indirectos y utilidad	<u>\$ 407,608.04</u>
Costo Unitario	\$ 1,426,628.15

COSTO DE LOSA MACIZA DE ENTREPISO CON UNA VIGA INTERMEDIA Y PERALTE DE 13 cm.

1) Cuantificación del acero de refuerzo (incluye habilitado y armado)

	Piezas	Peso (ton)	Costo (\$)
Varilla #3	1683	11.25	39,375.00
Varilla #3 bastón	254	1.77	6,195.00
Total		13.02	45,570.00

2) Alambre de amarre $384(8.99) = 3452.2$

3) Cuantificación de concreto para losa de $(40)(40)(0.13) = 208 \text{ m}^3$

El costo del concreto incluye (mano de obra, equipo y bombeo)

$(208 \text{ m}^3)(1,350) = \$280,800$

4) Costo de cimbra de contacto y obra falsa $(7.7)(7.7) = 59.3 \text{ m}^2$ por tablero.

$59.3 \text{ m}^2 (24 \text{ tableros}) = 1,423 \text{ m}^2$

$1423 \text{ m}^2 (121.05 \text{ m}^2) = \$172,254.15$

Cimbra para cachetes = 320 m^2

$320 \text{ m}^2 (121.05 \text{ m}^2) = \$3,873.60$

Total $\$176,127.75$

5) Cuantificación del curado para concreto $3.60 \text{ m}^2(1,536 \text{ m}^2) = \$5,529.60$

6) Clavo para cimbra (1455 m^2 de cimbra)(.25) = 364 kg

$(364 \text{ kg})(8.84) = \$3,218$

7) Soldadura = \$1,149.15

8) Diesel = \$ 1,219.4

9) Mechudo = \$ 25.00

Determinación del costo de mano de obra

1) Determinar el número de jornadas requeridas para colocación de concreto.

$\frac{208 \text{ m}^3}{\text{Rendimiento } 2.5 \text{ m}^3/\text{jorn}} = (83 \text{ jornadas}) (235.47) = \$19,591.10$

Rendimiento $2.5 \text{ m}^3/\text{jorn}$

2) Determinar el número de jornadas para corte y doblado de fierro 1oficial y 7 peones rinden 1 ton/jornada.

$(13)(505.52) = \$6,571.76$

- 3) Determinar el número de jornada para colocación y amarre, 1 oficial y 7 peones rinden 1.5 ton/jornada.

$$\frac{13}{1.5} = (9 \text{ jornadas}) (505.52) = \$ 4,549.68$$

- 4) Determinar el numero de jornadas para habilitado de cimbra de contacto y obra falsa.

$$\frac{1455 \text{ m}^2}{12.08 \text{ m}^2/\text{jorn}} = (120.5 \text{ jornadas}) (281.66) = \$ 33,940.03$$

Rendimiento 12.08 m²/jorn

- 5) Cuadrilla para soldar \$13,623.68
 6) Mano de obra para realizar curado de concreto = \$877.77
 7) Peón para engrasar cimbra = \$59.23

COSTO DE MATERIALES

Acero estructural	\$ 45,570.00
Concreto para losa	\$280,800.00
Cimbra de contacto	\$176,127.75
Curado para concreto	\$ 5,529.60
Alambre de amarre	\$ 3,452.20
Clavo para cimbra de 2 ½	\$ 3,218.00
Soldadura	\$ 1,149.15
Diesel	\$ 1,219.40
Mechudo	\$ 25.00
Costo total	\$ 517,091.10

COSTO DE MANO DE OBRA

Colocación de concreto	\$ 19,591.10
Habilitado de cimbra	\$ 33,940.03
Cuadrilla para soldar	\$ 13,623.68
Corte y doblado de acero estr.	\$ 6,571.76
Colocación y amarre de fierro	\$ 4,549.68
1 peón para engrasa cimbra	\$ 59.23
Realizar curado de concreto	\$ 877.77
Costo total	\$ 79,213.25

COSTO DE EQUIPO

Malacate	\$352.08
Vibrador	\$197.60
Planta de soldar	\$ 10.00
Total	\$559.68

Cargo por herramienta \$1,027.53

Costo directo	\$597,891.56
40% de indirecto y utilidad	\$239,156.62
Costo unitario	\$837,048.18

LOSA MACIZA DE AZOTEA CON UNA VIGA SECUNDARIA Y PERALTE DE 12 cm.

1) Cuantificación del acero de refuerzo.

	Piezas	Peso (ton)	Costo (\$)
Varilla #3	1,979	13.225	46,288.2
Varilla #3 bastón	254	1.77	6,195.00
Total		15.00	52,483.20

2) Cuantificación de concreto para losa de $(40)(40)(0.12) = 192 \text{ m}^3$

Costo del concreto

$192 \text{ m}^3 (1,350) = \$ 259,200.00$

3) Costo de cimbra de contacto y obra falsa incluye cimbra para encachetado.

$\$ 176,127.75$

4 Curado para concreto = \$5,529.6

5 Clavo para cimbra de 2 1/2 = \$3,218

6 Soldadura = \$1,149.15

7 Diesel = \$1,219.4

8 Alambre de amarre = \$3,452.20

9 1 mechudo = \$ 25.00

Determinación del costo de mano de obra

1) Determinar el número de jornadas requeridas para colocar 192 m^3 de concreto.

$$\frac{192 \text{ m}^3}{\text{Rendimiento } 2.5 \text{ m}^3/\text{jorn}} = (77 \text{ jornadas}) (235.47) = \$ 18,131.20$$

Rendimiento $2.5 \text{ m}^3/\text{jorn}$

2) Determinar el número de jornadas requeridas para corte y doblado de acero estructural.

$$15 \text{ ton} (505.52 \text{ jorn}) = \$ 7,582.80$$

3) Determinar el numero de jornadas para colocación y amarre de acero estructural.

$$\frac{15 \text{ ton}}{\text{Rendimiento } 1.5 \text{ ton/jorn}} = (10 \text{ jornadas}) (505.52) = \$ 5,055.20$$

Rendimiento 1.5 ton/jorn

4) Habilitado de cimbra de contacto y obra falsa. = \$33,940.03

5) Cuadrilla para soldar = \$13,623.68

6) Mano de obra para realizar curado de concreto = \$877.77

7) 1 peón para engrasar cimbra = \$ 59.23

COSTO DE MATERIALES

Concreto para losa	\$ 259,200.00
Cimbra	\$ 176,127.75
Acero estructural	\$ 52,483.20
Curado para concreto	\$ 5,529.60
Alambre de amarre	\$ 3,452.20
Diesel	\$ 1,219.40
Clavo de 2 ½	\$ 3,218.00
Soldadura	\$ 1,149.15
Mechudo	\$ <u>25.00</u>
Costo total	\$ 502,404.30

COSTO DE MANO DE OBRA

Habilitado de cimbra	\$33,940.03
Colocación de concreto	\$18,131.20
Cuadrilla para soldar	\$13,623.68
Corte y doblado de fierro	\$ 7,582.80
Colocación y amarre	\$ 5,055.20
1 peón para engrasa cimbra	\$ 59.23
Realizar curado de concreto	\$ <u>877.77</u>
Costo total	\$79,269.91

COSTO DE EQUIPO

Malacate	\$352.08
Vibrador	\$197.60
Planta de soldar	\$ 10.00
Total	\$559.68

Cargo por herramienta \$1,027.53

Costo directo	\$583,261.42
40% de indirectos y utilidad	\$233,304.57
Costos unitarios	\$816,565.99

LOSA MACIZA DE ENTREPISO CON DOS VIGAS INTERMEDIAS Y PERALTE DE 10 cm

1) Cuantificación de acero de refuerzo

	Piezas	Peso (ton)	Costo (\$)
Varilla #3	1,683	11.25	39,375.00
Varilla #3 bastón	254	1.77	6,195.00
Total		13.02	45,570.00

2) Cuantificación de concreto

$$(1,536 \text{ m}^2)(0.10 \text{ m de peralte}) = 153.6 \text{ m}^2$$

$$154.00(1,350 \text{ m}^3) = \$ 207,900.00$$

3) Costo de cimbra incluye cachetes

$$1,455 \text{ m}^2 (121.05 \text{ m}^2) = \$176,127.75$$

$$4) Clavo de 2 1/2 = 364 kg (8.84) = \$ 3,218.00$$

$$5) Alambre de amarre: 384 kg (8.99) = \$ 3,452.20$$

$$6) Curado para concreto = \$ 5,529.60$$

$$7) Diesel para lubricar = \$ 1,219.40$$

$$8) Soldadura para una jornada = \$ 1,149.15$$

$$9) Mechudo = \$ 25.00$$

Costo de mano de obra

1) Cuantificación de mano de obra para colocación de concreto

$$\frac{154 \text{ m}^3}{\text{Rendimiento } 2.5 \text{ m}^3/\text{jorn}} = (62 \text{ jornadas }) (235.47) = \$ 14,599.14$$

Rendimiento 2.5 m³/jorn

2) Cuantificación de mano de obra para habilitado de cimbra incluye cachetes.

$$\frac{1455 \text{ m}^2}{\text{Rendimiento } 12.08 \text{ m}^2/\text{jorn}} = (120.45 \text{ jornadas }) (281.66) = \$ 33,925.95$$

Rendimiento 12.08 m²/jorn

3) Cuantificación de mano de obra para corte y doblado de fierro

$$13 \text{ jornadas } (505.52) = \$6,571.76$$

4) Cuantificación de mano de obra para colocación y amarre

$$\frac{13 \text{ ton}}{\text{Rendimiento } 1.5 \text{ ton/jorn}} = (9 \text{ jornadas }) (505.52) = \$ 4,549.68$$

Rendimiento 1.5 ton/jorn

$$5) Cuadrilla para soldar = \$ 13,623.68$$

$$6) Mano de obra para realizar curado = \$877.77$$

$$7) Peón para engrasar cimbra = \$59.23$$

COSTO DE MATERIALES

Concreto para losa	\$ 207,900.00
Cimbra	\$ 176,127.75
Acero estructural	\$ 45,570.00
Curado para concreto	\$ 5,529.60
Alambre de amarre	\$ 3,452.20
Diesel	\$ 1,219.40
Clavo de 2 ½	\$ 3,218.00
Soldadura	\$ 1,149.15
Mechudo	\$ 25.00
Costo total	\$ 444,191.10

COSTO DE MANO DE OBRA

Habilitado de cimbra	\$33,925.95
Colocación de concreto	\$14,599.14
Cuadrilla para soldar	\$13,623.68
Corte y doblado de fierro	\$ 6,571.76
Colocación y amarre	\$ 4,549.68
1 peón para engrasa cimbra	\$ 59.23
Realizar curado de concreto	\$ 877.77
Costo total	\$74,207.21

COSTO DE EQUIPO

Malacate	\$352.08
Vibrador	\$197.60
Planta de soldar	\$ 10.00
Total	\$559.68

Cargo por herramienta \$1,027.53

Costo directo	\$519,985.52
40% de indirecto y utilidad	\$207,994.20
Costo unitario	\$727,979.73

COSTO DE EQUIPOS

Determinación de los costos horarios. Tomando en cuenta el alcance limitado de este trabajo se considera solo el equipo mínimo que se requiere para la ejecución de los trabajos en las 5 alternativas.

Análisis básico del equipo

Se trata de extraer 6400 m³ producto de la excavación para el cajón de cimentación. Con un abundamiento del 25% dando un volumen de 8000 m³.

$$R = \frac{8000}{7(8 \text{ horas diarias})} = 143 \text{ m}^3 \text{ diarios}$$

Determinar el ciclo de camiones usando camiones de 7 m³ de capacidad.

$$\frac{60 \text{ min/hora} \times 20 \text{ km}}{40 \text{ km/h} \times .75\% \text{ de eficiencia}} = \frac{1200}{30} = 40 \text{ min.}$$

Tiempo de recorrido del camión.

$$\frac{60 \text{ min/hora} \times 20 \text{ km}}{70 \text{ km/h} \times .75\% \text{ de eficiencia}} = \frac{1200}{52.5} = 23 \text{ min}$$

Tiempo de viraje de descarga $\frac{2 \text{ min}}{65 \text{ min}}$

Nº. Para abastecer la retroescavadora

$$N = \frac{65.00}{2.96 \text{ ciclo}} = 22 \text{ camiones}$$

Determinación del ciclo de la retroescavadora, motores carterpillar.

Ciclo básico 0.40 min

Material irregular 0.04

Descarga frágil 0.02

Acarreo local 0.10

Total 0.56 min

De la tabla #16

Eficiencia 0.85%

Factor de llenado del cucharón 0.90% del rendimiento.

$$R = \frac{(1.9)(0.85)(0.9)(60 \text{ min/h})}{0.56 \text{ min}} = 155.73 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tamaño de la revolvedora 1.59 m³

Eficiencia 0.83

Operador bueno 0.75

Llenado de la olla 0.95

Ciclo	
Carga del material	0.75 min
Tiempo de mezclado	1.00 min
Tiempo de descarga	0.67 min
Maniobras	0.17 min
Suma	2.59 min

Producción

$$\frac{60 \text{ min/h}}{2.59} ((1.59 \text{ m}^3)(0.83)(0.75)(0.95)) = 21.78 \text{ m}^3/\text{h}$$

Costo por revolvedora parada será igual.

$$\frac{\text{Cargo } \$48.22/\text{h}_e}{21.78} = 2.21$$

Vibrado del concreto

Equipo

Vibrador

Costo horario \$ 24.70

Producción estimada \$ 10 m³/h

Eficiencia del equipo 0.83

Operador bueno 0.75

Producción real

$$10 \text{ m}^3/\text{h}(0.75)(0.83) = 6.225 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Cargo } \frac{\$24.70}{6.225} = 3.97/\text{m}^3$$

MAQUINARIA	COSTO HORARIO OPERANDO	COSTO HORARIO SIN OPERAR
Revolvedora de concreto Mipsa. Mod. R-10	48.2	2.21
Retroescavadora	318.16	113.14
Soldadora SAE	50.07	5.01
Vibrador de chicote Dimapac	24.70	3.97
Bomba de agua Barnés	34.00	0.0846
Malacate Kolher	44.01	4.41
Camión de volteo Mercedes Benz	90.00	8.70

Nombre de la obra		Capacidad	1.59 m ³ de cemento	Total
Máquina Revolvedora		Motor Kolher 8	-H.P.	
Datos generales	13260.54	Vida económica(ve)	5 años	horas
Precio de adquisición		Horas anuales (Ha)	1000	H/año
Valor de adquisición	13260.54	Factor de operación	0.8	%
Valor de rescate (Vf)	20% 2652.11	Potencia de operación	8	HP op
Tasa de interés (i)	2%	Coeficiente de almacenaje (K)	0	%
Tasa de seguro (s)	20.54	Mantenimiento M = QD		
1.- Cargos fijos a) depreciación	$D = \frac{Va - Vf}{Ve}$	=	10.61	10.61
b) Inversión	$I = \frac{Va + Vf}{2 Ha}$	i =	12.66	12.66
c) Seguros	$S = \frac{Va + Vf}{2 Ha}$	s =	1.63	1.63
d) Llantas				
Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Consumos				
Gasolina Magna sin	Lt	0.800	4.04	3.23
Aceite monogrado	Lt	0.0120	16.52	0.20
Operación	Jornada	0.1250	91.47	<u>114.00</u>
Operador de revolvedora ligera				\$48.22

Nombre de la obra		Capacidad	<u>1.9 m³</u>	Total
Máquina	Cargador retroescavador	Motor	<u>Caterpillar 195</u>	-H.P.
Cucharrón de 1.9				
Datos generales	<u>1187627.2</u>	Vida económica(vé)	<u>10 000</u>	horas
Precio de adquisición	<u>\$7618</u>	Horas anuales (Ha)	<u>2000</u>	H/año
Llantas (V.L.) =		Factor de operación	<u>0.75</u>	%
Valor de adquisición	<u>1187627.2</u>	Potencia de operación	<u>195</u>	HP op
Valor de rescate (Vr)	<u>20%</u>	Coeficiente de almacenaje (K)	<u>0</u>	%
Tasa de interés (i)	<u>20.54</u>	Mantenimiento M = QD	<u>71.25</u>	
Tasa de seguro (s)	<u>2%</u>			

1.- Cargos fijos

a) depreciación $D = \frac{V_a - V_r}{V_e} = 95.01$

b) Inversión $i = \frac{V_a + V_r}{2 \text{ Ha}} = 73.20$

c) Seguros $s = \frac{V_a + V_r}{2 \text{ Ha}} s = 7.13$

d) Llantas

Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Consumos				
Diesel	Lt	14.000	3.55	46.90
Aceite para diesel	Lt	0.1050	15.70	1.65
Llantas 2 delant 1111.16 8 pr trasera	16-9-24 8pr	J60.0005	7618	3.81
Operador retro/cargador		Jornada .1250	153.70	19.21
		Costo total horario		<u>\$318.16</u>

Nombre de la obra	<u>SAE/300 AMPK 1277</u>	Capacidad	<u>1600 r.p.m.</u>	Total
Máquina	<u>Soldadora SAE/300 AMPK 1277</u>	Motor	<u>Perkins 4236</u>	-H.P.
Datos generales	<u>103445.27</u>	Vida económica(ve)	<u>9,000</u>	horas
Precio de adquisición	<u>103445.27</u>	Horas anuales (Ha)	<u>1200</u>	H/año
Valor de adquisición	<u>103445.27</u>	Factor de operación	<u>0.9</u>	%
Valor de rescate (Vr)	<u>25%</u>	Potencia de operación	<u>75.2</u>	HP op
Tasa de interés (i)	<u>20.54</u>	Coeficiente de almacenaje (k)	<u>7.74</u>	%
Tasa de seguro (s)	<u>2%</u>	Mantenimiento M = QD	<u>7.74</u>	
1.- Cargos fijos				
a) depreciación	$D = \frac{Va - Vr}{Ve}$	=	<u>8.62</u>	8.62
b) Inversión	$I = \frac{Va + Vr}{2 Ha}$	i =	<u>11.1</u>	11.10
c) Seguros	$S = \frac{Va + Vr}{2 Ha}$	s =	<u>1.1</u>	1.1
Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Consumos	Lt	6.000	3.35	20.1
Diesel	Lt	0.0900	15.70	1.41
Aceite para diesel		Costo total horario		\$50.07

Nombre de la obra Máquina Vibradora de chicode Dimapac Capacidad 10000 vibr/min 3600 r.p.m. de chicode
 Motor 4 -H.P.

Datos generales Precio de adquisición 6767.09 Vida económica(ve) 8 años horas
 Equipo adicional Horas anuales (Ha) 4000 H/año
 Llantas (VL) Factor de operación 0.9 %
 Valor de adquisición 6767.09 Potencia de operación 4 HP op
 Valor de rescate (Vr) 15% Coeficiente de almacenaje (K) 1.2960 %
 Tasa de interés (i) 20.54 Mantenimiento M = QD 1.2960
 Tasa de seguro (s) 2%

1.- Cargos fijos
 a) depreciación $D = \frac{Va - Vr}{Ve} = 1.44$ 1.44

b) Inversión $I = \frac{Va + Vr}{2 Ha} i = 0.21$ 0.21

c) Seguros $S = \frac{Va + Vr}{2 Ha} s = 1.75$ 1.75

Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Consumos				
Gasolina Magna sin	Lt	0.4000	4.8	1.92
Aceite monogrado	Lt	0.0060	16.52	0.0991
Operación	Jor	0.1563	46.22	7.2242
Ayudante	Jor	0.1250	86.03	10.7538
Operador de revolvedora ligera	Total de costo horario			\$24.70

Nombre de la obra	Máquina Bomba de agua barnés gasto medio de 600 l/min, eficiencia 0.67, gato real 402 l/min Descarga 5x 15.24 m	Capacidad Motor	Gasto medio de 1206 l/min eficiencia de 0.67	Total -H.P.
Datos generales	24086.92	Vida económica(ve)	4 años	horas
Precio de adquisición		Factor de operación	0.8	%
Equipo adicional		Potencia de operación	18	HP op
Valor de adquisición	24086.92	Coeficiente de almacenaje (K)		%
Valor de rescate (Vr)	20% 4817.4	Mantenimiento M = QD	4.82	
Tasa de interés (I)	20.54			
Tasa de seguro (s)	2%			

1.- Cargos fijos
a) depreciación $D = \frac{Va - Vr}{Ve} = 6.02$ 6.02

b) Inversión $I = \frac{Va + Vr}{2 Ha} i = 4.52$ 4.52

c) Seguros $S = \frac{Va + Vr}{2 Ha} s = 0.36$ 0.36

Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Consumos				
Gasolina Magna sin	Lt	1.8000	4.8	4.8
Aceite monogrado	Lt	0.0270	16.52	0.45
Operación	Jornada	0.1250	101.12	<u>12.64</u>
Operador de bomba de agua				\$34.00
				Total de costo horario

Nombre de la obra
Máquina Malacate Kolher
Polea triángulo elevador boque y gancho

Capacidad 10000 kg
 Motor 12

Total
 -H.P.

Datos generales
 Precio de adquisición 27687.48
 Precio de adquisición 27687.48

Valor de adquisición 27687.48
 Valor de rescate (V_f) 10% 2768.75
 Tasa de interés (i) 20.54
 Tasa de seguro (s) 2%

Vida económica(v_e) 50000
 Horas anuales (Ha) 900
 Factor operación 0.9

Potencia de operación 12
 Coeficiente de almacenaje (K) 4.48
 Mantenimiento M = QD 4.48

Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Consumos				
Gasolina Magna sin	Lt	4.8	1.2000	5.76
Aceite monogrado	Lt	0.30	0.01800	0.30
Operación	Jornada	16.52		
Operador de Malacate	Total de costo horario	93.03	0.1250	11.63
				\$44.01

Nombre de la obra	Máquina	Camión de volteo	Mercedez Benz		Capacidad	7 m ³	Total
Datos generales	Precio de adquisición	371447.25		Motor	Diesel	1617/34	-H.P. = 170
Valor de adquisición	371447.25			Vida económica(ve)	10000	horas	
Valor de rescate (Vr)	10%	37144.72		Horas anuales (Ha)	5000	H/año	
Tasa de interés (i)	20.54			Factor operación	0.8	%	
Tasa de seguro (s)	2%			Potencia de operación	170	HP op	
				Coeficiente de almacenaje (k)	26.75	%	
				Mantenimiento M = QD			
1.- Cargos fijos							
a) depreciación	$D = \frac{Va - Vr}{Ve}$	=	33.43				33.43
b) Inversión	$I = \frac{Va + Vr}{2 Ha}$	i =	8.6				8.6
c) Seguros	$S = \frac{Va + Vr}{2 Ha}$	s =	0.82				0.82
				Suma de cargos fijos por hora			
Descripción		Unidad		Cantidad		Costo	Importe
Consumos							
Diesel	Lt		1.2000	3.35	4.02		
Aceite para diesel	Lt		0.01800	16.52	0.30		
Operación							
Chofer de camión de volteo	Jornada		0.1250	118.85	<u>14.86</u>	\$90.00	
			Total de costo horario				

CUANTIFICACIÓN DE LA MADERA.

La madera debería cuantificarse en el sistema métrico decimal es decir, por m^3 ya sea múltiplo o submúltiplo pero en la práctica es hacerlo a base de la unidad llamada pie tablón = (30.48 cm) por un pie largo = (30.48 cm) por una pulgada de espesor = (2.54 cm) por lo tanto un pie tablón debe ser igual al volumen contenido en una pieza de madera de esas dimensiones. Así por ejemplo una superficie de madera de un m^2 con un espesor de 2.54 cm tendrá el siguiente volumen $(1.00)/(0.3048)(1.00/0.3048)$ (1.00) = 11 pies como una manera práctica se proponen las siguientes fórmulas para cuantificas pies tablón.

$$((a'')(b'')(c))/12 = p.t.$$

$$((a'')(b'')(c'))/3.657 = p.t.$$

en donde:

a'' = es la dimensión mínima de la pieza en pulgadas.

b'' = es la dimensión media de la pieza en pulgadas.

c = es la dimensión máxima de la pieza en pies.

c' = es la dimensión en metros.

Descripción de los componentes fundamentales de una cimbra

La cimbra es el recipiente dentro del cual se vacia el concreto para tener la configuración de diseño requerida.

En términos generales una cimbra se integra fundamentalmente por dos estructuras, obra falsa y cimbra de contacto. La obra falsa esta constituida por elementos que trabajan estructuralmente soportando la cimbra de contacto y el peso de concreto reforzado o no.

La cimbra de contacto se compone principalmente de: tablero, son las caras del cimbrado que reciben directamente el concreto y estos pueden ser prefabricados paneles, hojas de triplay o tablas.

La obra falsa esta integrada por los siguientes elementos:

- 1.- **Langueros:** son elementos de refuerzo que proporcionan rigidez a los tableros.
- 2.- **Viga madrina:** tambien llamadas traviesas o larqueros son piezas colocadas perpendicularmente unas a otras sobre las que se apoya la cimbra de contacto.
- 3.- **Puntal:** Apoyo vertical, son elementos que soportan la cimbra de contacto, langueros, madrinas y además el peso del concreto.
- 4.- **Cuñas.** Sirven como apoyo al pie derecho impidiéndole a éste su posible desplazamiento.
- 5.- **Rastrero o arrastre:** Sirve de base a todo el conjunto.
- 6.- **Contravientos:** Refuerza el conjunto de la obra falsa, cimbra de contacto, contra empujes laterales.
- 7.- **Cachetes:** Son elementos que sirven para unir piezas laterales.

FORMAS PARA CONCRETO

pza. hoja de triplay de 1.22 x 2.44m 19 mm	\$300.19
27 piezas Duela de 3/4" x 4" x 8'	\$239.26
Clavo 3"	\$ 8.84
Polín 4" x 4" x 8 1/4 '	\$ 6.00
Barrote 1 1/2 " x 4" x 8 1/4'	<u>\$ 10.32</u>
Cargo	\$564.61

Area de forma

$$1.22\text{m}(2.44\text{m}) = 2.98 \text{ m}^2$$

Número de usos por forma	2
Eficiencia de forma	0.90
Andamios	15%

$$\frac{\$ 564.61}{(2.98 \text{ m}^2)(0.90)(2)} (1.15) = \$ 121.05$$

Reparación por uso 5%

$$\text{Número de reparaciones } 4.00$$

$$\$121.05/\text{m}^2(0.05)(4.00) \quad \$ 24.21/\text{m}^2$$

Materiales para cimbrado

Alambre recocido	0.25 kg/m ² (\$)	2.21/kg = \$ 2.21
Calvo de 4"	0.25 kg/m ² (\$)	2.25/kg = \$ 2.25
Diesel	0.25 L/m ² (\$)	0.82/L = \$ 0.82
Cargo		\$ 5.30

$$\$5.30/\text{m}^2(1.05) = \$ 5.60$$

Cargo

$$\text{Herramienta} \quad 2\%$$

$$\frac{\$281.66/J}{12.08 \text{ m}^2/J} (1.02)(1.50) = \$ 35.67/\text{m}^2$$

CURADO DEL CONCRETO

0.1 Cabo	\$ 9.34	= \$ 9.34
1 Peón	\$59.23	= <u>\$59.23</u>
		\$68.57

Rendimiento

$$(20 \text{ m}^2/\text{h})(8\text{h}/\text{J})(0.75 \text{ efic}) = 120 \text{ m}^2/\text{J} \quad 1,536 \text{ m}^2$$

$$1,536/120.8 = 12.8/\text{J}(68.57) = 877.77$$

5.3 CUANTIFICACION Y PRESUPUESTO

CUANTIFICACION: De cada uno de los conceptos de la obra, en los que se puede dividir un proyecto determinado es necesario cuantificar la cantidad de dichos conceptos ya que los costos, cantidades de materiales, de mano de obra, etc., se apoyan directamente en esta actividad.

Por lo tanto es muy importante poner especial interés en esta partida de la administración general de la obra, ya que tenerla bien interpretada tendrá un mejor control del costo del proyecto de referencia.

Es necesario mencionar que para el análisis de costos de los conceptos involucrados se utilizan las unidades específicas como pueden ser: metro lineal (ML), metro cuadrado (M²), metro cúbico (M³), tonelada (TON), kilogramo (KG), pieza (PZA), hora efectiva (H.E.), jornada (JOR).

PRESUPUESTO: Se define como presupuesto a las erogaciones necesarias para llevar a cabo la ejecución de la misma a tiempo inmediato por parte del constructor si este es una empresa privada deberá incluir su utilidad, se obtiene de multiplicar el volumen del proyecto de cada concepto por su precio unitario y efectuando la suma de todos. Siendo el presupuesto donde se puede averiguar la factibilidad del proyecto a continuación se da un ejemplo de machote de presupuesto de edificación.

Presupuesto que presenta: _____

A la consideración de: _____

Para la construcción de: _____

Ubicada _____ en _____

LOSA DE VIGUETA Y BOVEDILLA

Concepto	Costo directo	Costo indirecto	Total
Costo total de materiales	\$ 479,186.23	S 191,674.50	\$ 670,860.72
Costo total de mano de obra	\$ 70,452.25	S 28,180.88	\$ 98,633.08
Costo de equipo	\$ 559.68	S 223.87	\$ 783.55
Cargo por herramienta	\$ 1,027.53	S 411.01	\$ 1,438.54
TOTAL DE PRESUPUESTO			\$771,715.90

LOSA PLANA

Concepto	Costo directo	Costo indirecto	Total
Costo total de materiales	\$ 880,874.79	\$ 352,349.92	\$1,233,224.70
Costo total de mano de obra	\$ 111,473.37	\$ 44,589.32	\$ 156,062.62
Costo de equipo	\$ 559.68	\$ 223.87	\$ 783.55
Cargo por herramienta	\$ 1,027.53	\$ 411.01	\$ 1,438.54
TOTAL DE PRESUPUESTO			\$1,391,509.41

LOSA ALIGERADA

Concepto	Costo directo	Costo indirecto	Total
Costo total de materiales	\$ 902,309.98	\$ 360,923.99	\$ 1,263,233.97
Costo total de mano de obra	\$ 115,122.92	\$ 46,049.17	\$ 161,172.10
Costo de equipo	\$ 559.68	\$ 223.87	\$ 783.55
Cargo por herramienta	\$ 1,027.53	\$ 411.01	\$ 1,438.54
TOTAL DE PRESUPUESTO			\$1,426,628.16

LOSA MACIZA DE ENTREPISO CON UNA VIGA INTERMEDIA

Concepto	Costo directo	Costo indirecto	Total
Costo total de materiales	\$ 517,091.10	\$ 206,836.44	\$723,927.54
Costo total de mano de obra	\$ 79,213.25	\$ 31,685.30	\$110,898.55
Costo de equipo	\$ 559.68	\$ 223.87	\$ 783.55
Cargo por herramienta	\$ 1,027.53	\$ 411.01	\$ 1,438.54
TOTAL DE PRESUPUESTO			\$837,048.18

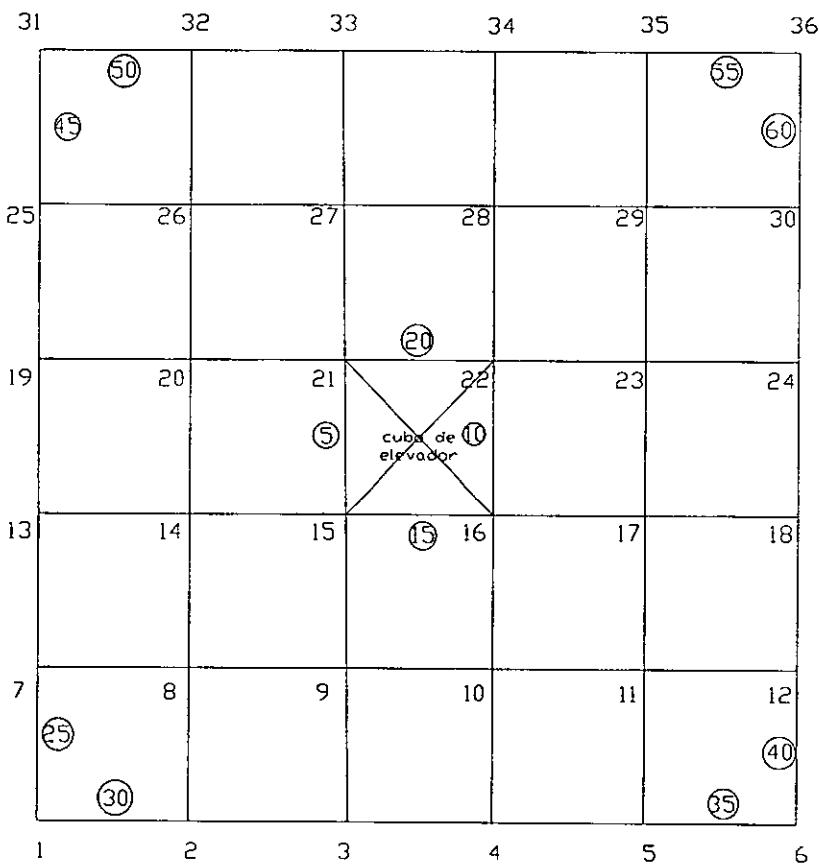
LOSA MACIZA DE ENTREPISO CON DOS VIGAS INTERMEDIAS

Concepto	Costo directo	Costo indirecto	Total
Costo total de materiales	\$444,191.10	\$ 177,676.44	\$ 621,867.54
Costo total de mano de obra	\$ 74,207.21	\$ 29,682.88	\$ 103,890.10
Costo de equipo	\$ 559.68	\$ 223.87	\$ 783.55
Cargo por herramienta	\$ 1,027.53	\$ 411.01	\$ 1,438.54
TOTAL DE PRESUPUESTO			\$727,979.73

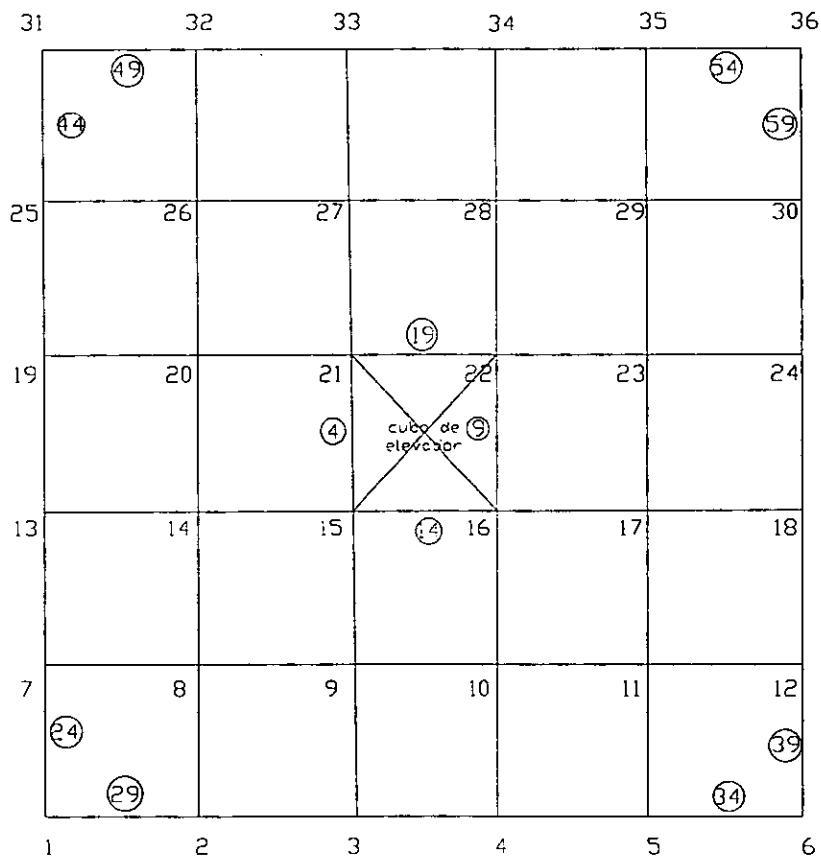
LOSA MACIZA DE AZOTEA CON UNA VIGA INTERMEDIA

Concepto	Costo directo	Costo indirecto	Total
Costo total de materiales	\$ 502,404.30	\$ 200,961.72	\$ 703,366.02
Costo total de mano de obra	\$ 79,269.91	\$ 31,707.96	\$ 110,977.87
Costo de equipo	\$ 559.68	\$ 223.87	\$ 783.55
Cargo por herramienta	\$ 1,027.53	\$ 411.01	\$ 1,438.54
TOTAL DE PRESUPUESTO			\$816,565.98

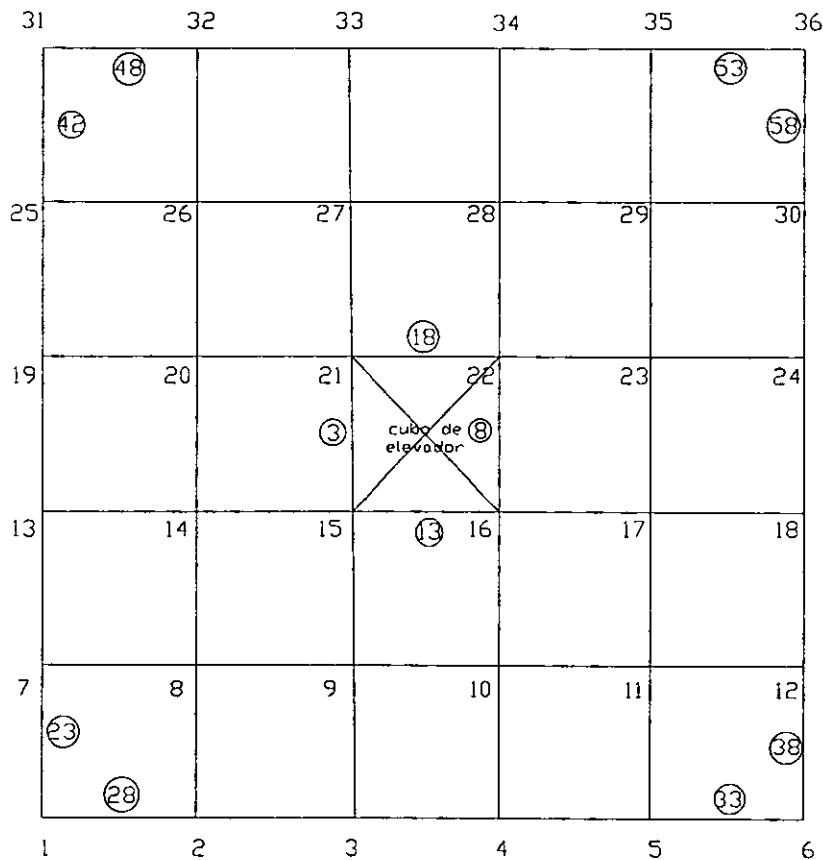
NIVEL 1. Figura que muestra la numeración de muros de cortante o paneles para las 5 alternativas de losas.
Losa maciza con una viga secundaria, con dos vigas secundarias, vigueta y bivedilla, losa aligerada y losa plana



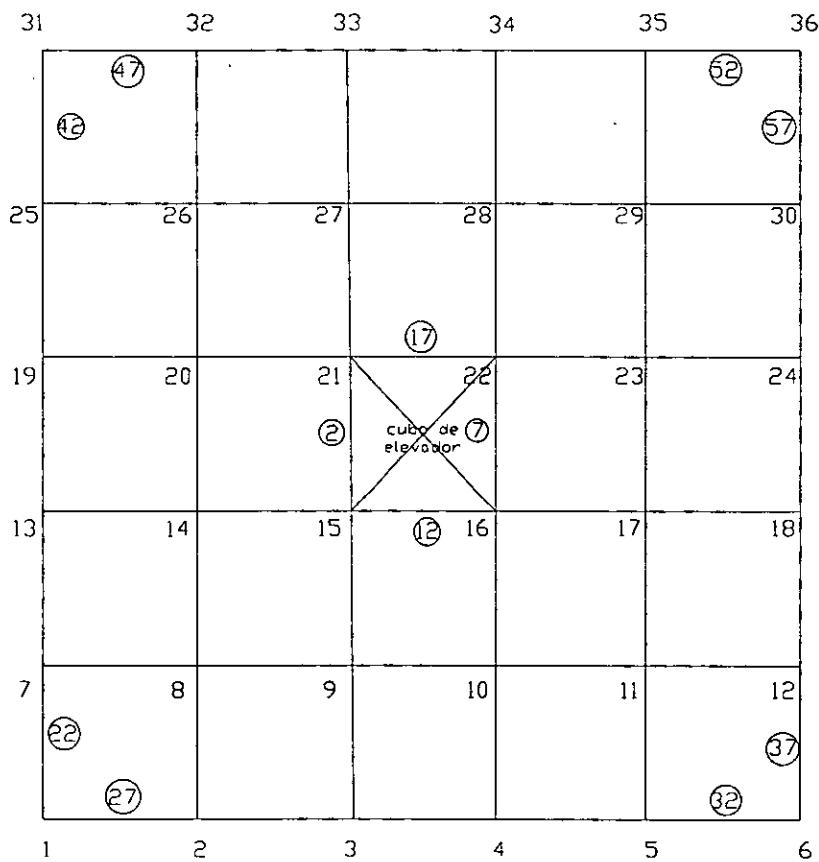
NIVEL 2. Figura que muestra la numeración de muros de cortante o paneles para las 5 alternativas de losas.
Losas maciza con una viga secundaria, con dos vigas secundarias,
vigueta y bivedilla, losa aligerada y losa plana



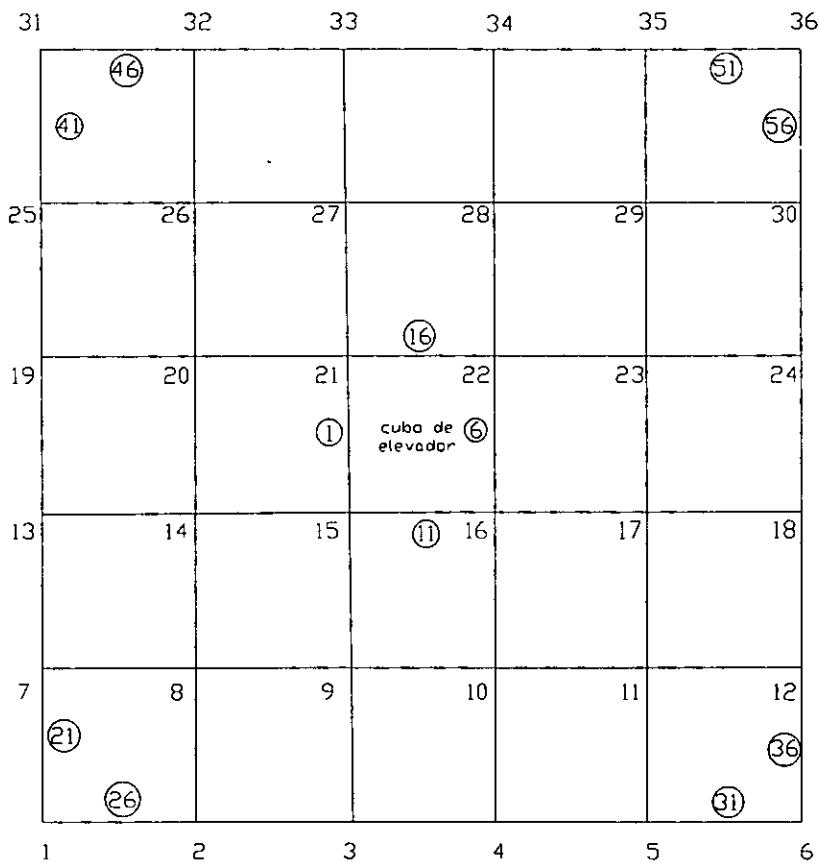
NIVEL 3. Figura que muestra la numeración de muros de cortante o paneles para las 5 alternativas de losas.
Losa maciza con una viga secundaria, con dos vigas secundarias,
vigueta y bivedilla, losa aligerada y losa plana

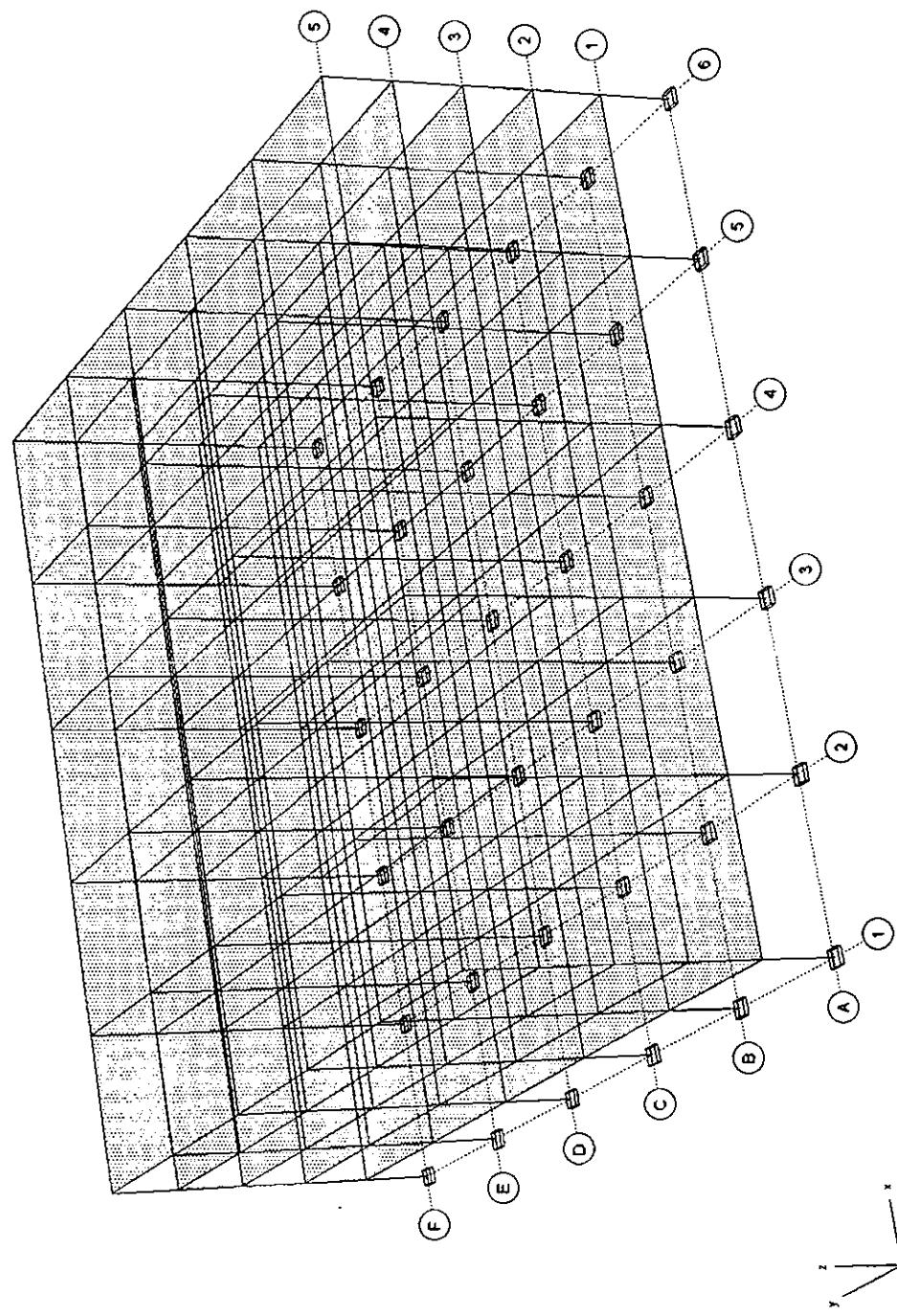


NIVEL 4. Figura que muestra la numeración de muros de cortante o paneles para las 5 alternativas de losas. Losas maciza con una viga secundaria, con dos vigas secundarias, vigueta y bivedilla, losa aligerada y losa plana

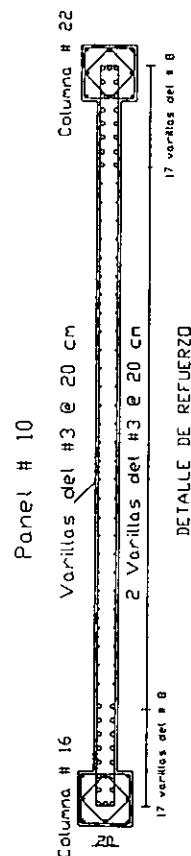
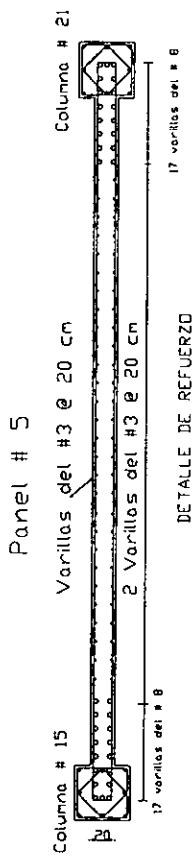


NIVEL 5. Figura que muestra la numeración de muros de cortante o paneles para las 5 alternativas de losas.
Losa maciza con una viga secundaria, con dos vigas secundarias,
viguetas y bivedilla, losa aligerada y losa plana

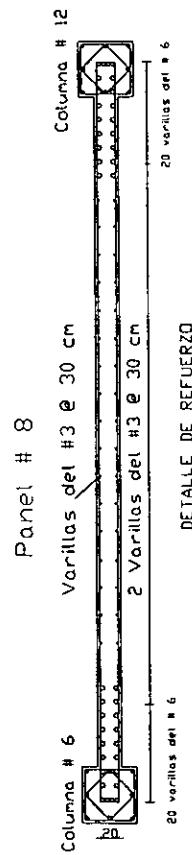
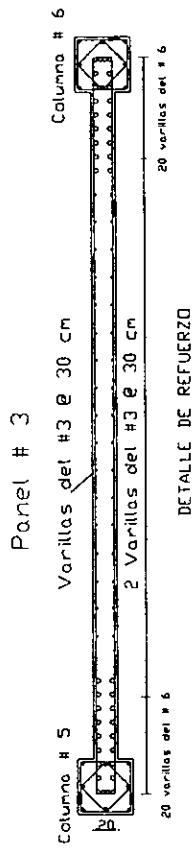




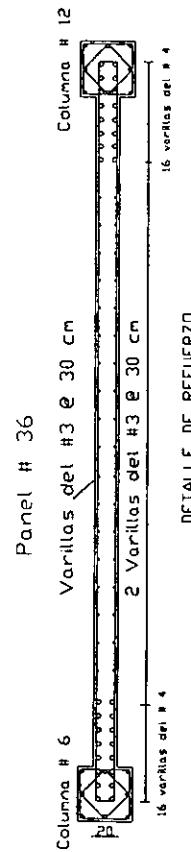
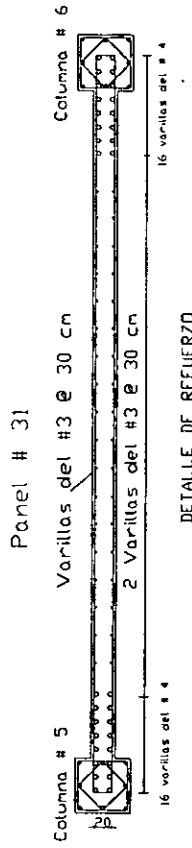
NIVEL 1. Sistema de losa plana



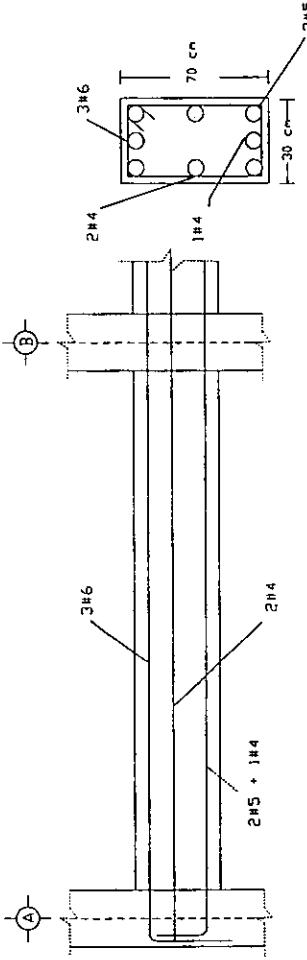
NIVEL 3. Sistema de losa plana



NIVEL 5. Sistema de losa plana



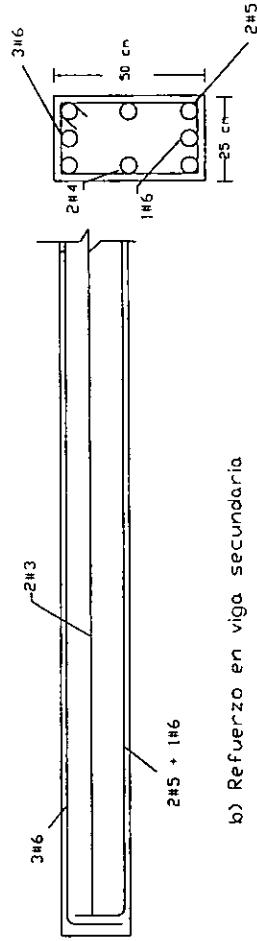
**DETALLE DE REFUERZO PARA LÓSA MACIZA
CON UNA VIGA SECUNDARIA**



a) Refuerzo en viga principal

Estríbos del número 3 @ 15 cm en 220 cm a partir de la cara interior de la columna.

Estríbos del número 3 @ 25 cm en 300 cm.

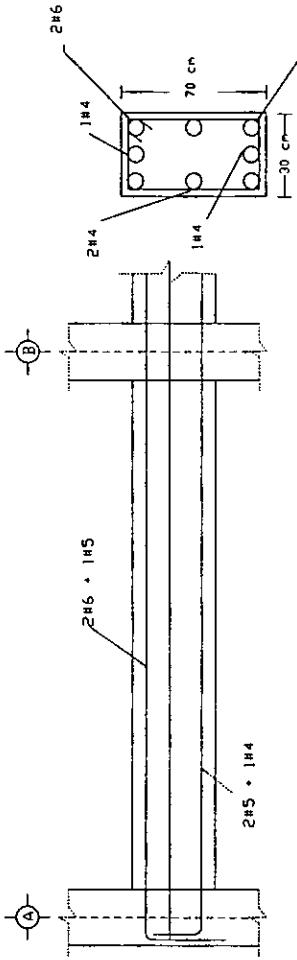


b) Refuerzo en viga secundaria

Estríbos del # 3 @ 15 cm en 220 cm.
Estríbos del # 3 @ 25 cm en 310 cm.

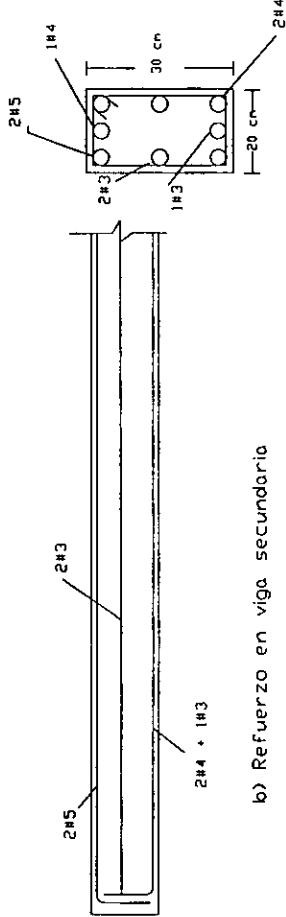
Refuerzo por flexión

**DETALLE DE REFUERZO PARA LÓSA MACIZA
CON DOS VÍGAS SECUNDARIAS**



a) Refuerzo en viga principal

Estríbos del número 3 @ 15 cm en 220 cm a partir de la cara interior de la columna.
Estríbos del número 3 @ 25 cm en 310 cm.

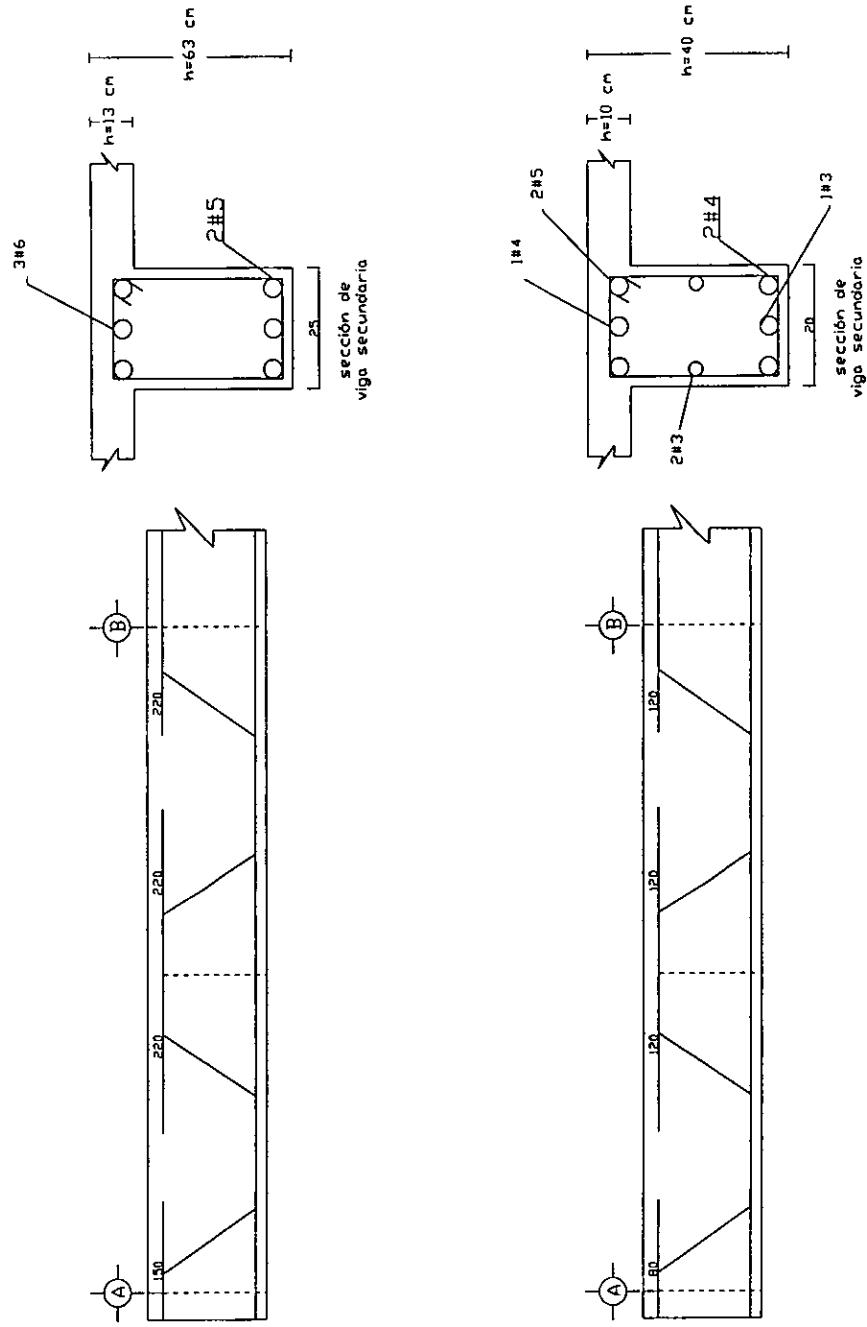


b) Refuerzo en viga secundaria

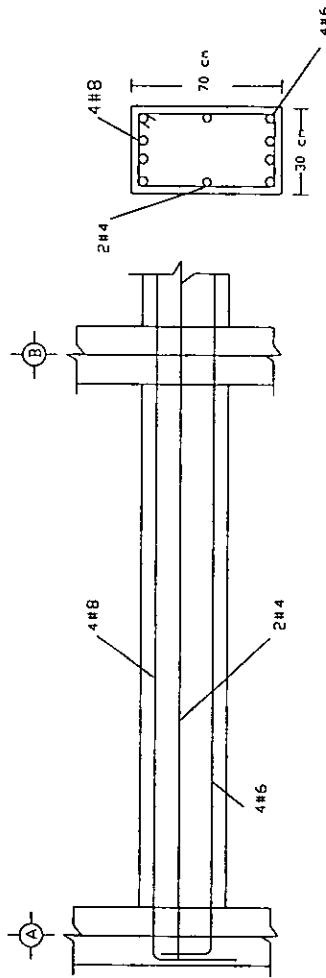
Estríbos del # 3 @ 15 cm en 220 cm.
Estríbos del # 3 @ 25 cm en 310 cm.

Refuerzo por flexión

DETALLE DE REFUERZO PARA LOSA DE ENTREPISO Y AZOTEA

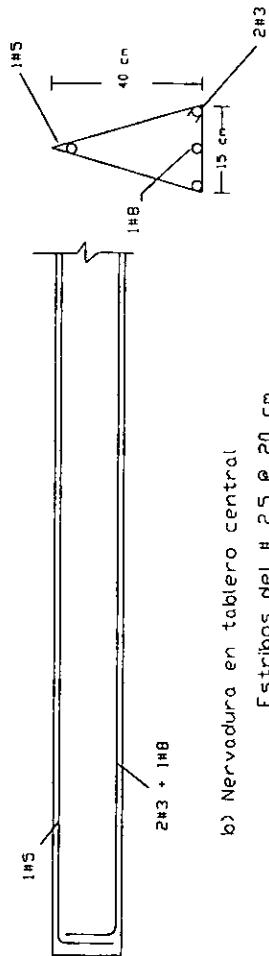


**DETALLE DE REFUERZO PARA SISTEMA DE
VIGUETA Y BOVEDILLA**



a) Refuerzo en viga principal

Estríbos del número 3 @ 15 cm en 220 cm a partir de la cara interior de la columna.
Estríbos del número 3 @ 25 cm en 310 cm.

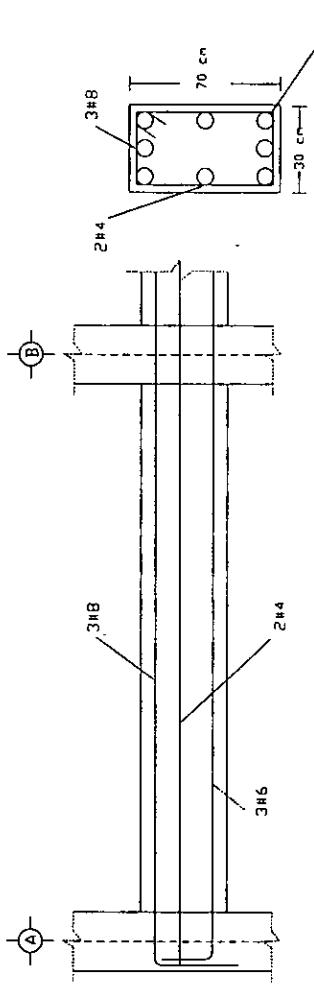


b) Nervadura en tablero central

Estríbos del # 2.5 @ 20 cm

Refuerzo por flexión

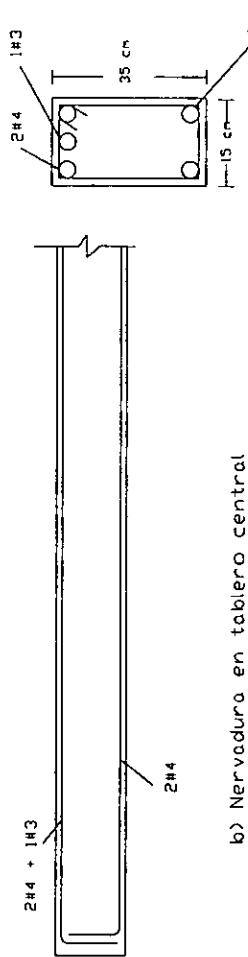
**DETALLE DE REFUERZO PARA NERVADURAS EN
SISTEMA DE LÓSSA ALIGERADA**



a) Refuerzo en viga principal

Estribos del número 3 @ 15 cm en 220 cm a partir de la cara interior de la columna.

Estribos del número 3 @ 25 cm en 300 cm.

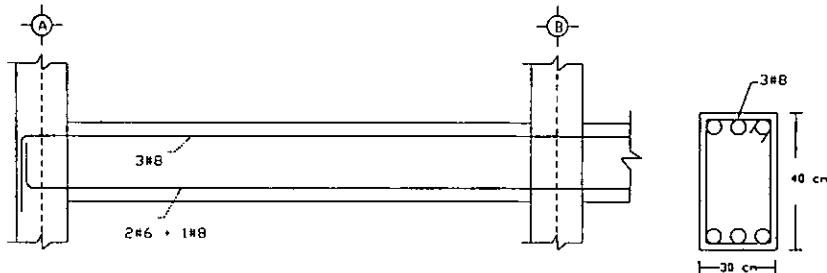


b) Nervadura en tablero central

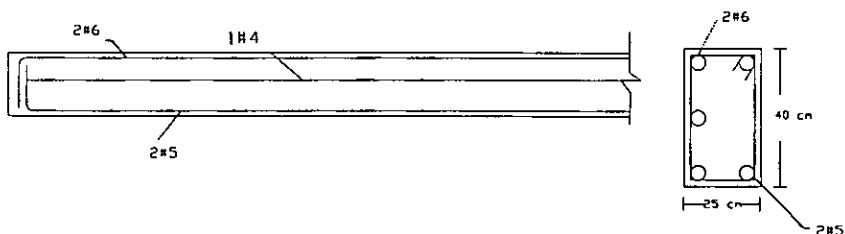
Estribos del # 2.5 @ 20 cm

Refuerzo por flexión

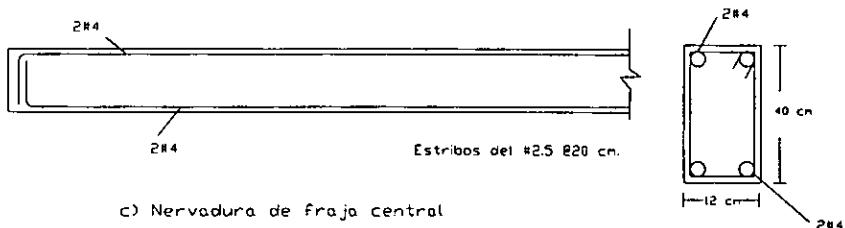
**DETALLE DE REFUERZO PARA NERVADURAS EN
SISTEMA DE LOSA PLANA**



a) Refuerzo en el ancho $C_z + 3h$: 7 estribos del número 3 Ø 15 cm en 100 cm en el capitel.
 8 estribos del número 3 Ø 15 cm en 120 cm fuera del capitel.
 12 estribos del número 3 Ø 25 cm en 300 cm.

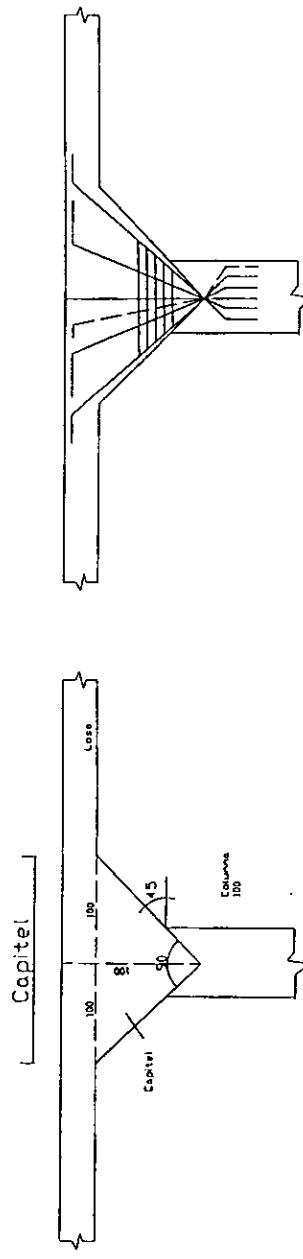


b) Nervadura adyacente a la de eje de columnas



Refuerzo por flexión

Detalle de refuerzo para capiteles en losa plana

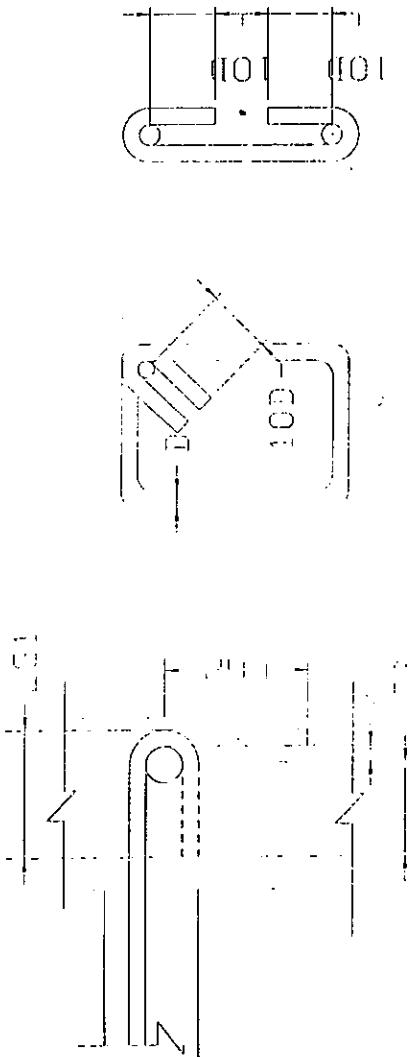


Las cotas estan en cm

TABLA DE VARILLAS $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

VARILLA Nº.	D (cm)	A_s (cm^2)	LA1 (cm)	LA2 (cm)	L1 (cm)	LT1 (cm)	LT2 (cm)	LC1 (cm)	LG2 (cm)	LG3 (cm)	r
2.5	0.79	0.49	36	70	30	40	20	10	5	4	
3	0.95	0.71	37	75	35	50	25	15	5	4	
4	1.27	1.27	35	45	50	65	30	15	5	6	
5	1.59	1.98	43	60	60	80	35	20	10	7	
6	1.91	2.85	50	70	70	100	40	25	10	9	
8	2.54	5.07	65	115	110	150	55	30	10	11	
10	3.18	7.92	130	180	170	235	65	40	15	14	
12	3.81	11.49	185	255	245	340	80	50	15	17	

LA1=LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS
 LA2=LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS
 LT1=LONGITUD DE TRASLASE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS
 LT2=LONGITUD DE TRASLASE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS



CONCLUSIONES

El análisis comparativo que se concluye de las 5 alternativas de losas de las que se ocupa este trabajo, los colados in-situ presentan mayor versatilidad geométrica aunque aunado a esta ventaja existe la desventaja de que se requiere una gran cantidad de cimbra lo que trae consigo el incremento en el costo de la mano de obra.

La losa maciza con una viga intermedia y dos vigas intermedias requieren mayor cantidad de cimbra lo cual incrementa el costo de la mano de obra, presentan mayor versatilidad geométrica y se puede cumplir fácilmente con las especificaciones arquitectónicas.

Losa a base de vigueta y bovedilla. La vigueta es simplemente apoyada si se fabrica la vigueta en el piso se incrementa la cantidad de cimbra, por los moldes que se requieren esto eleva el costo por concepto de cimbra viéndose incrementado el costo por concepto de mano de obra para colocarla. Esta es la razón por la que se propone que se arme arriba y se cuele monóliticamente con el firme de compresión.

Losa aligerada encasetonada. Este tipo de losa al igual que las que se mencionan anteriormente por tratarse de ser colada en el lugar presenta versatilidad pero paralelamente se incrementa el costo de la mano de obra por la cantidad de cimbra que se requiere.

Losa plana. Esta losa tiene la ventaja que para una cierta altura libre de entrepiso se obtiene una altura total, la cimbra es más sencilla de colocar, se facilita la colocación de ductos horizontales de las instalaciones ya que no hay el estorbo que ocasionan las vigas. Este tipo de losa resulta ser una estructura de baja rigidez por lo que se dificulta cumplir con las deformaciones admisibles, la transmisión correcta de fuerzas y momentos es difícil de lograr. En cada caso tomando en cuenta las ventajas y desventajas señaladas el proyectista estructural en acuerdo con el encargado del proyecto arquitectónico y el ingeniero constructor junto con el propietario deben decidir si se opta por losa plana o algunas de las alternativas antes mencionadas.

A continuación se ofrece el costo de cada una de las 5 alternativas de losas.

Losa aligerada	\$ 1,426,628.16
Losa plana	\$ 1,391,509.31
Losa maciza de entrepiso con una viga secundaria	\$ 837,048.18
Vigueta y bovedilla	\$ 771,715.90
Losa maciza de entrepiso con dos vigas secundarias	\$ 727,979.73

BIBLIOGRAFIA

Bazan Zurita, Enrique et al. **Manual de Diseño Sísmico de Edificios**, Ed. Limusa S.A. C.V., 1ra. Edición, Tomo 1, México D.F., 1985. Instituto de Ingeniería UNAM, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las normas Técnicas complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Serie No. ES-2.,México D.F. 1981.

Bimsa CMDE, S.A. de C.V. **Costos de la Construcción**, Ed. Bimsa CMDE, S.A. de C.V. Tomo 1, México D.F., 1999.

Crespo Villalas Carlos, **Problemas Resueltos de Mecánica Suelos y Cimentaciones**, Ed. Limusa, S.A. C.V. 2da. Edición, México D.F. 1994.

Consejo Directivo FUNDEC. A.C. **Los Costos en la Construcción de Ingeniería Civil topográfica y Geodésica**. Universidad Nacional Autónoma de México, 1ra. Edición, Tomo 1. México D.F. 1991.

F. Rice, Paul, et. al. **Diseño Estructural con Normas ACI**, Ed. Limusa , S.A. C.V. 1ra Edición, Tomo 1, México D.F. 1984.

Juárez Badillo Eulalio, et. al, **Mecánica de Suelos**, Ed. Limusa S.A. C.V. 2da. Edición, Tomo 1 y 2, México D.F. 1979.

Loera, Santiago y Mendoza Carlos Javier, **Comentarios, ayudas dediseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto**, DDF, Instituto de Ingeniería UNAM, No. ES-2, Noviembre, 1981.

M. González, Oscar, et. al. **Aspectos fundamentales de concreto reforzado**, Ed. Limusa, S.A. de C.V. 3ra. Edición, Tomo 1. México D.F. 1997.

Marsal, Raúl J. y Mazari Marcos, **El subsuelo de la ciudad de México**, 2^a. Edición, UNAM, 1969.

Meli Piralla, Roberto, et. al, **Gráficas para Diseñar columnas de concreto reforzado**. Instituto de ingeniería, Versión actualizada del apéndice, Del informe 176.

Meli Piralla, Roberto, **Diseño Estructural**, Ed. Limusa, S.A. C.V., 1ra. Edición. Tomo 1., México D.F., 1985.

Suárez Zalazar Carlos, **Costo y tiempo en Edificación**, Ed. Limusa, S.A. C.V. 3ra. Edición, México D.F. 1999.

Timoshenko, Stephen P. and Woinowsky-Krieger S., **Theory of Plates ans Shells** 2da. edición, editorial Mc Graw-Hill, 1976.